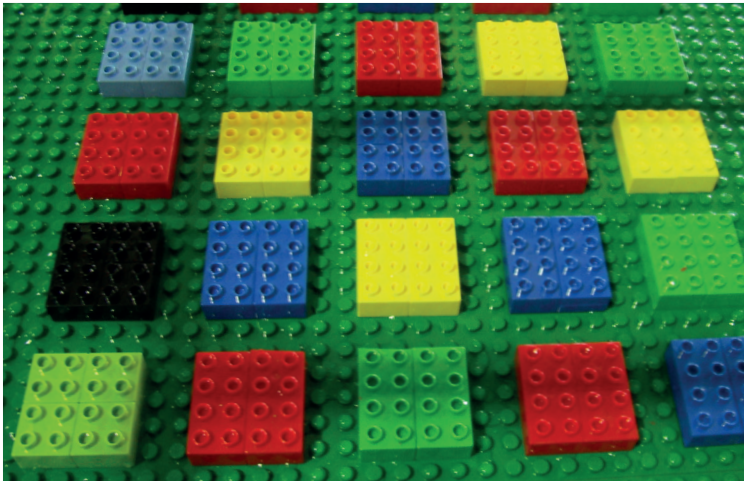
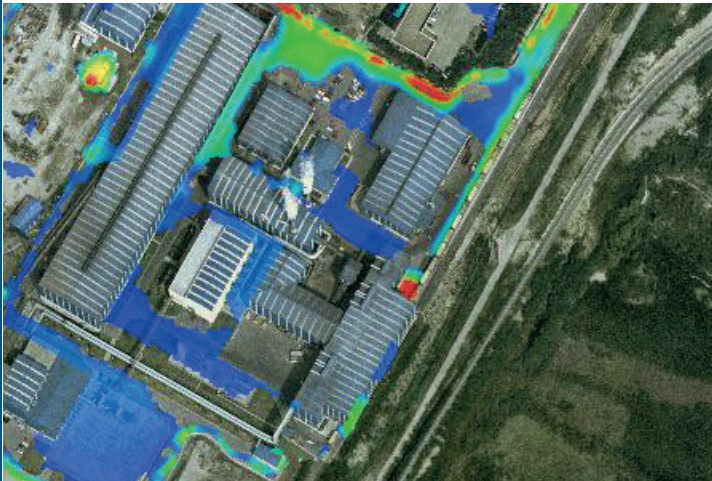
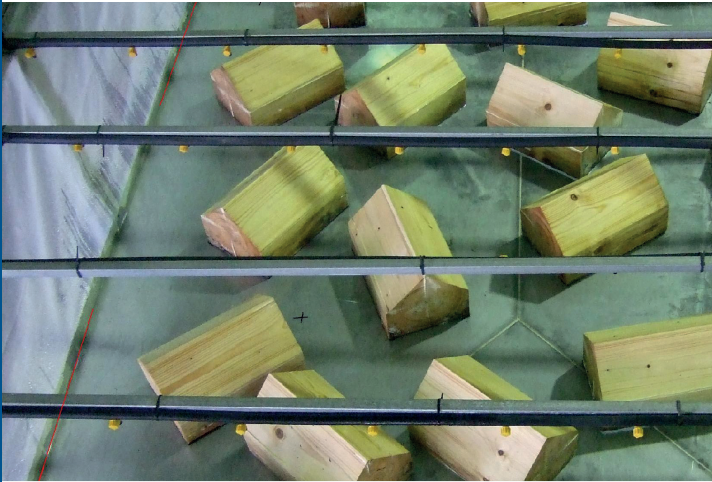


TESIS DOCTORAL

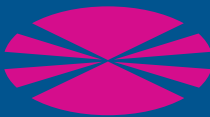
**CÁLCULO DE LA TRANSFORMACIÓN
LLUVIA-ESCORRENTÍA MEDIANTE UN MODELO SAINT
VENANT 2D.**
VALIDACIÓN MEDIANTE DATOS
DE CAMPO Y LABORATORIO



Marta Garrido Armas

Directores
Luis Cea Gómez
Jerónimo Puertas Agudo

Departamento de Ingeniería Civil



UNIVERSIDADE DA CORUÑA

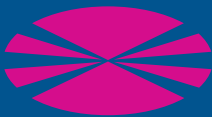
2017

Marta Garrido

CÁLCULO DE LA TRANSFORMACIÓN LLUVIA-ESCORRENTÍA
MEDIANTE UN MODELO SAINT VENANT 2D.

UNIVERSIDADE DA CORUÑA

Departamento de Ingeniería Civil



UNIVERSIDADE DA CORUÑA

Cálculo de la transformación lluvia-escorrentía mediante un modelo Saint Venant 2D. Validación mediante datos de campo y laboratorio

Autora: Marta Garrido Armas

Tesis doctoral UDC / 2017

Directores: Luis Cea Gómez, Jerónimo Puertas Agudo

Programa de doctorado en Ingeniería Civil

Departamento de Ingeniería Civil

AGRADECIMIENTOS

Me gustaría mostrar en estas líneas mi agradecimiento a las personas que con su apoyo han contribuido de una u otra forma a la realización de esta tesis fuese posible.

En primer lugar, a mis directores de tesis Luis Cea y Jerónimo Puertas, por ofrecerme esta oportunidad, por todo lo aprendido y por su apoyo durante todos estos años.

Quiero expresar mi gratitud también al personal de CITEEC (Dani, Isma, Bea, Gonzalo, Miguel, Esteban, Paula, Jose...) y a Juan Rabuñal y Luis Pena por su apoyo en la realización de los trabajos de laboratorio.

No puedo dejar de mencionar al resto de personas del GEAMA y de la escuela con las que compartí trabajo y momentos inolvidables, particularmente a Inés, Héctor, María, Bruño, Nacho, Acacia, Jose Anta y la gente del CartoLab.

Durante el desarrollo de esta tesis realicé una estancia en el Hydrology Group de la Universidad de Bristol. Mis más sinceras gracias a Katherina Michaelides, Paul Bates y a todo el equipo.

Mi agradecimiento también a Pepe, Wiz y Sergio por su ayuda con la portada, maquetación y otros temas logísticos, por su cariño y por los buenos momentos compartidos.

Por último, mis más sentidas gracias a mi familia y resto de amigos, por su incondicional cariño y apoyo. Gracias de todo corazón.

RESUMEN CORTO

CASTELLANO

Esta tesis doctoral se enmarca dentro del estudio de la aplicación de modelos distribuidos 2D a cálculos de transformaciones lluvia-escorrentía. Aunque en la actualidad la aplicación de modelos bidimensionales a la modelización de escorrentía superficial ya es una realidad, la utilización de modelos que aplican las ecuaciones completas de Saint Venant 2D (u onda dinámica 2D) a todo el proceso de escorrentía, y no versiones simplificadas de las mismas, es todavía incipiente y objeto de estudio.

Se abordan también en esta tesis el estudio de otros dos aspectos relevantes en la modelización de escorrentía superficial, como son la forma de incluir obstáculos urbanos en el modelo y la influencia de la distribución especial de la precipitación en este tipo de cálculos.

Los trabajos realizados incluyen la validación de un modelo Saint Venant 2D para cuencas artificiales de laboratorio (especialmente diseñadas para esta tesis) sobre la que se desarrollan diferentes configuraciones urbanas y eventos de precipitación. También se valida del modelo sobre dos cuencas reales ampliamente instrumentadas: una cuenca urbana de 12 ha de superficie ubicada en Galicia (España) y una cuenca rural de 24 km² perteneciente a la cuenca experimental de Walnut Gulch en Arizona (EEUU). Se ha evaluado la sensibilidad del modelo a diferentes parámetros y aproximaciones, y valorado la incertidumbre del mismo para cada caso.

GALEGO

Esta tese doctoral enmárcase dentro do estudo da aplicación de modelos distribuídos 2D a cálculos de transformacións choiva-escorrentía. Aínda que na actualidade a aplicación de modelos bidimensionales á modelización de escorrentía superficial xa é unha realidade, a utilización de modelos que aplican as ecuacións completas de Saint Venant 2D (ou onda dinámica 2D) a todo o proceso de escorrentía, e non versións simplificadas das mesmas, é aínda incipiente e obxecto de estudo.

Abórdanse tamén nesta tese o estudo doutros dous aspectos relevantes na modelización de escorrentía superficial, como son a forma de incluír obstáculos urbanos no modelo e a influencia da distribución especial da precipitación neste tipo de cálculos.

Os traballos realizados inclúen a validación dun modelo Saint Venant 2D para cuencas artificiais de laboratorio (especialmente deseñadas para esta tese) sobre a que se desenvolven diferentes configuracións urbanas e eventos de precipitación. Tamén se valida o modelo sobre dúas cuencas reais amplamente instrumentadas: unha cuenca urbana de 12 ha de superficie situada en Galicia (España) e unha cuenca rural de 24 km² pertencente á cuenca experimental de Walnut Gulch en Arizona (EEUU). Hase evaluado a sensibilidade do modelo a diferentes parámetros e aproximacións, e valorado a incerteza do mesmo para cada caso.

ENGLISH

The current PhD thesis is set within the context of the study of application of 2D distributed models to rainfall-runoff transformations. Although the application of two-dimensional models to surface runoff modeling is now a reality, the use of models that use the complete Saint Venant 2D equations (SWE 2D or 2D dynamic wave) to the entire runoff process, rather than simplified versions of them, is still incipient and object of study. This thesis also deals with the study of two other relevant aspects in the modeling of rainfall-runoff events, such as how to include urban obstacles in the model and the influence of the spacial distribution of precipitation in this kind of simulations.

The work carried out includes the validation of a Saint Venant 2D model for laboratory artificial basins (specially designed for this thesis) on which different urban configurations and precipitation events are developed. It also validates the model of two well-developed real basins: an urban basin of 12 ha in Galicia (Spain) and a rural basin of 24 km² in the experimental basin of Walnut Gulch in Arizona (USA). The sensitivity of the model to different parameters and approximations has been evaluated, and the uncertainty of the model for each case has been assessed.

Índice

CAPITULO 1. RESUMEN Y CONCLUSIONES (BILINGÜE)

CASTELLANO

1.1 Introducción	17
1.2 Objetivos	19
1.3 Conclusiones más relevantes y futuros desarrollos	21

GALEGO

1.4 Introducción	24
1.5 Obxectivos	26
1.6 Conclusións máis relevantes e futuros desenvolvementos	27

CAPITULO 2. ESTADO DEL CONOCIMIENTO

2.1 Introducción	31
2.2 Procesos hidrológicos en la modelización de lluvia-escorrentía	31
2.2.1 Precipitación	32
2.2.2 Otros procesos	37
2.2.3 Infiltración y generación de escorrentía	37
2.3 Modelos de transformación lluvia-escorrentía	46
2.3.1 Clasificación de los modelos numéricos de transformación lluvia-escorrentía	46
2.3.2 Evolución de los modelos de transformación lluvia-escorrentía	51
2.4 Aplicación de modelos distribuidos al cálculo de transformación lluvia-escorrentía	60
2.4.1 Principales ecuaciones y esquemas numéricos	61
2.4.2 Parámetros y condiciones de contorno habituales	65
2.4.3 Particularidades en las aplicaciones a hidrología urbana	72
2.4.4 Aplicaciones de modelos de onda dinámica	78
2.5 Conclusiones	84

CAPITULO 3. MODELO NUMÉRICO

3.1 Introducción	87
3.2 Ecuaciones resueltas en el modelo	88
3.2.1 Ecuaciones hidrodinámicas	88

3.2.2 Fricción de fondo.....	88
3.2.3 Infiltración	91
3.2.4 Abstracción inicial.....	94
3.2.5 Sumideros	94
3.2.6 Porosidad	96
3.3 Condiciones de contorno hidrodinámicas	97
3.4 Esquemas numéricos	99

CAPÍTULO 4. VALIDACIÓN EXPERIMENTAL

4.1 Introducción	101
4.2 Metodología experimental.....	103
4.2.1 Estudios previos.....	106
4.3 Ensayos realizados.....	117
4.3.1 Primera campaña experimental: cuenca con barreras.....	118
4.3.2 Segunda campaña experimental: edificios a gran escala.....	121
4.3.3 Tercera campaña experimental: edificios a pequeña escala	124
4.4 Resultados	133
4.4.1 Primera campaña experimental: cuenca 2D con barreras.....	133
4.4.2 Campañas experimentales segunda y tercera: edificios a gran y pequeña escala	137
4.5 Conclusiones	163

CAPÍTULO 5. APLICACIÓN A UNA CUENCA INDUSTRIAL

5.1 Introducción	167
5.2 Descripción de la cuenca y red de drenaje.....	168
5.2.1 Levantamiento topográfico.....	170
5.2.2 Medición de caudales en la red de drenaje de aguas pluviales	172
5.3 Aplicación del modelo 2D.....	175
5.3.1 Malla de cálculo.....	176
5.3.2 Condiciones de contorno y precipitación	179

5.3.3 Calibración	179
5.3.4 Propagación en tuberías.....	182
5.3.5 Resultados.....	183
5.4 Aplicación del modelo 1D.....	184
5.4.1 Descripción del modelo.....	184
5.4.2 Discretización física: subcuencas y conductos.....	187
5.4.3 Condiciones de contorno y precipitación	190
5.4.4 Calibración	191
5.4.5 Resultados.....	192
5.5 Comparación de los dos modelos y conclusiones.....	193

CAPÍTULO 6. APLICACIÓN A LA CUENCA SEMIÁRIDA DE WALNUT GULCH

6.1 Introducción	197
6.2 Descripción de la cuenca de estudio.....	199
6.3 Datos de partida	200
6.3.1 Topografía.....	201
6.3.2 Precipitación.....	202
6.3.3 Caudales de escorrentía.....	204
6.3.4 Propiedades y usos del suelo.....	205
6.4 Definición del modelo	206
6.4.1 Discretización física.....	206
6.4.2 Definición de la precipitación en el modelo.....	209
6.4.3 Fricción de fondo e infiltración	212
6.5 Calibración del modelo	214
6.5.1 Metodología.....	214
6.5.2 Resultados.....	219
6.6 Sensibilidad del hidrograma de salida a la definición espacial de la precipitación.....	223
6.7 Conclusiones	232

BIBLIOGRAFÍA	235
APÉNDICE 1	255

Índice de figuras

Figura 2.1. Concepto hortoniano de generación de escorrentía.....	38
Figura 2.2. Método del Índice f (izquierda) y Método del Índice W (derecha).....	40
Figura 2.3. Tasa de infiltración calculada con fórmulas empíricas.....	41
Figura 2.4. Influencia de la topografía en la generación de escorrentía.....	44
Figura 2.5. Efectos de las propiedades físicas de una zona en la generación de escorrentía (Dunne, 1978).....	45
Figura 2.6. Esquema de los pasos de un proceso de modelización (Beven 2001).	46
Figura 2.7. Visualización de los métodos BB y BH en una malla de cálculo.....	76
Figura 2.8. Flujo a través de un conjunto de obstáculos de pequeña escala. Modelo de ecuaciones de aguas someras clásicas (izquierda) y modelo de ecuaciones de aguas someras con porosidad (derecha).	78
Figura 4.1. Montaje experimental	104
Figura 4.2. Simulador de lluvia.....	104
Figura 4.3. Medición de la distribución espacial de la precipitación. Esquema del montaje experimental.	107
Figura 4.4. Estudio del efecto de la uniformidad de la lluvia. De izquierda a derecha y de arriba a abajo eventos P1, P2, P3 y P4.	110
Figura 4.5. Hietograma de precipitación utilizado en los casos P0, P1, P2, P3 y P4 e hidrogramas de caudales obtenidos con el modelo numérico para los cinco casos.	112
Figura 4.6. Representación gráfica de los valores VT -T y recta de ajuste.	115
Figura 4.7. Estimación de la precipitación I2: Hietograma de ensayo hipotético (izquierda) y simplificación del mismo asumida para los calculos (derecha).....	116
Figura 4.8. Hidrogramas experimentales para diferentes filtrados.....	117
Figura 4.9. Primera campaña experimental: montaje experimental utilizado.	119
Figura 4.10. Hietogramas de cálculo de los ensayos con precipitación variable.....	120
Figura 4.11. Primera campaña experimental: hidrogramas de caudales obtenidos. De menor a mayor caudal punta, casos G1Q25T11 al G1Q25T40 según Tabla 4.5.....	120
Figura 4.12. Configuraciones urbanas estudiadas.	121
Figura 4.13. Montaje experimental. Geometrías S20 y A20.	122
Figura 4.14. Topografía de diseño (izquierda), topografía real (centro) y ortofoto utilizada para la medición de la topografía real (derecha).	123

Figura 4.15. Resultados experimentales de la geometría Y20.	124
Figura 4.16. Configuración L0 (izquierda) y detalles de los bolques de L1 (centro) y L2 (derecha).	126
Figura 4.17. Configuración L3.	127
Figura 4.18. Configuraciones L6 (izquierda) y L7 (derecha).	128
Figura 4.19. Configuraciones de la tercera campaña experimental.	129
Figura 4.20. Comparación de resultados para las geometrías L0, L1, L2 y L3.	132
Figura 4.21. Comparación de resultados para las geometrías L4 y L5. Hietogramas Q20T60 (izquierda) y Q15T40 (derecha).	133
Figura 4.22. Comparación de los resultados experimentales obtenidos en la configuraciones L6, L7 y L8.	133
Figura 4.23. Comparación entre los resultados experimentales y los numéricos para los dos ajustes de precipitación. De izquierda a derecha y de arriba abajo casos G1Q25T11, G1Q25T15, G1Q25T20 y G1Q25T50.	135
Figura 4.24. Hidrogramas numérico-experimentales primera campaña experimental. Casos G1Q25T11, G1Q25T50, G1QVT55, G1QVT60, G1QVT105 y G1QVT100.	137
Figura 4.25. Métodos de representación de los edificios en la malla de cálculo.	140
Figura 4.26. Análisis de convergencia en malla. Geometría S20. Hietogramas Q25T40 (izquierda) y Q25T20 (derecha).	142
Figura 4.27. Mallas de cálculo de la primera campaña experimental. Método BH.	144
Figura 4.28. Detalle de las mallas de cálculo utilizadas en las geometrías L6 (izquierda) y L7 (derecha)	145
Figura 4.29. Campos de velocidades en el instante $t=20$ s para el hietograma Q15T20. Geometrías L6 (izquierda) y L7 (derecha).	145
Figura 4.30. Campos de calados en metros (izquierda) y de veolciades en m/s (derecha) en el instante $t=20$ s. Hietograma Q15 T20. Geometría L7.	145
Figura 4.31. Sensibilidad del hidrograma al coeficiente de rozamiento de fondo. Ensayos S20Q25T20 (arriba) e Y20Q25T20 (abajo).	147
Figura 4.32. Sensibilidad del hidrograma al coeficiente de rozamiento de fondo. Ensayos L6Q20T60 (arriba) y L7Q25T60 (abajo).	147
Figura 4.33. Sensibilidad del caudal punta (izquierda) y del tiempo punta (derecha) al coeficiente de rozamiento de fondo.	148
Figura 4.34. Validación experimental. Comparación aproximaciones BB y BH para diferentes tamaños de malla. Hietograma Q25T40.	150

Figura 4.35. Topografía para la geometría A20 en la aproximación BB.	151
Figura 4.36. Validación experimental. Aproximación BH. Hietogramas Q7T20, Q7T40 y Q7T60.	152
Figura 4.37. Validación experimental. Aproximación BH. Hietogramas Q15T20, Q15T40 y Q15T60.	153
Figura 4.38. Validación experimental. Aproximación BH. Hietogramas Q25T20, Q25T40 y Q25T60.	154
Figura 4.39. Resultados del modelo frente a resultados experimentales. Ajuste exacto (línea sólida), 12% de diferencia (línea a rayas), 20% de diferencia (línea a puntos).	155
Figura 4.40. Caudal punta frente a anchura de hidrograma. Resultados experimentales y numéricos.	156
Figura 4.41. Mallas numéricas para las geometrías L6 y L7. Aproximaciones BH, PA y MA.	158
Figura 4.42. Comparación de los numérico-experimental para las aproximaciones BH, PA y MA.	159
Figura 4.43. Secciones analizadas para la comparación numéricos experimental de velocidades y calados.	161
Figura 4.44. Velocidades y calados para los métodos BH, MA y PA en las secciones B-B' (izquierda) y C-C' (derecha) para el ensayo L6Q25T60 en el instante en el que cesa la lluvia (t=60s)	161
Figura 4.45. Calados para el ensayo L6Q25T60 y t=60s: (1) geometría detallada; (2) aproximación porosa; (3) aproximación mediante coeficiente de Manning	162
Figura 4.46. Calados para los métodos BH, MA y PA en la sección A-A' para el ensayo L6Q25T60 en el instante en el que cesa la lluvia (t=60s)	163
Figura 5.1. Vista aérea de la zona de estudio y esquema de la configuración de bloques y edificios de la cuenca.	169
Figura 5.2. Esquema de la red de drenaje de la cuenca	170
Figura 5.3. Levantamiento y medida de los pozos de la red	171
Figura 5.4. Modelo digital del terreno de la cuenca de estudio.	172
Figura 5.5. Vista aérea y emplazamiento de la sección de control de la cuenca de estudio	173
Figura 5.6. Vista aérea y emplazamiento de la sección de control de la cuenca de estudio.	174
Figura 5.7. Instrumentación del colector de 800 mm.	174
Figura 5.8. Caudalímetros SIGMA 950 en la caseta de control	174
Figura 5.9. Malla de cálculo.	177

Figura 5.10. Análisis de convergencia en malla: hidrogramas de caudales para las tres mallas de cálculo y comparación con el hidrograma medido en campo.	178
Figura 5.11. Hietograma de precipitación.....	179
Figura 5.12. Sensibilidad del modelo al coeficiente de rozamiento y a la tasa de infiltración.	181
Figura 5.13. Zonas impermeables y permeables consideradas en el modelo.	181
Figura 5.14. Campo de calados en la cuenca para un instante de la simulación.	182
Figura 5.15. Comparación del hidrograma de caudales a la salida de la cuenca cuando se incluye y cuando no se incluye el efecto de la propagación en tuberías	183
Figura 5.16. Análisis de convergencia en malla (izquierda) y comparación numérico-experimental (derecha)	184
Figura 5.17. Esquema de módulos del SWMM 5	185
Figura 5.18. Esquema del modelo incluido en SWMM: tuberías en azul y cuenas en negro.....	188
Figura 5.19. Hidrograma de caudales (registrados y simulados) y precipitaciones empleadas para la calibración del modelo. Se rodean en rojo algunos de los caudales registrados que no se corresponden con ningún evento de lluvia	192
Figura 5.20. Comparación de resultados con ambos modelos.....	195
Figura 6.1. Ortofoto de WGEW. Contorno de la subcuenca de estudiada en esta tesis en naranja.	200
Figura 6.2. Mapa de instrumentación en Walnut Gulch.	201
Figura 6.3. Cauces de drenaje de WGEW.....	202
Figura 6.4. Ortofoto de Walnut Gulch y subcuenca de estudio. Emplazamiento de pluviómetros y estaciones de aforo.	204
Figura 6.5. WGEW mapa de vegetación sobre relieve sombreado.	206
Figura 6.6. Análisis de convergencia en malla.....	207
Figura 6.7. Modelo Digital de Elevaciones.....	208
Figura 6.8. Detalle de la malla de cálculo (izquierda) e interpolación del MDE a la malla (derecha).	209
Figura 6.9. Hietogramas de precipitación ponderados espacialmente. ventos del 27/07/2000 (izquierda) y 11/08/2009 (derecha).....	210
Figura 6.10. Distribución espacial de la lluvia (polígonos de Thiessen) en diferentes intervalos de tiempo durante la tormenta del 11/08/2009.....	212
Figura 6.11. Definición de los diferentes tipos de zonas de la subcuenca de estudio	

en función de su vegetación y usos del suelo.....	215
Figura 6.12. Parametros más influyentes en los resultados del caudal punta del modelo: n2, n3, n4 y A2. Valor de los parámetros utilizados en la calibración frente al caudal punta y recta de regresión para cada caso.....	218
Figura 6.13. Ajuste numérico-experimental tras calibración, eventos del 27/07/2000 (izquierda) y 11/08/2009 (derecha).....	221
Figura 6.14. Campos de calados simulados por el modelo en distintos instantes tras calibración. Evento del 11/08/2009.	222
Figura 6.15. Delimitación espacial de los cauces según datos de campo. Caudes principales (arriba) y caudes principales y secundarios (abajo).	222
Figura 6.16. Distribución espacial de los pluviómetros utilizados en las simulaciones 5P1, 5P2, 5P3 y 5P4.	224
Figura 6.17. Distribución espacial de los pluviómetros utilizados en las simulaciones 10P1, 10P2 y 10P3.....	224
Figura 6.18. Distribución espacial de los pluviómetros utilizados en las simulaciones 15P1(arriba), 10P2 (centro) y 10P3 (abajo).	225
Figura 6.19. Resultados más relevantes de las simulaciones con uno, cinco, diez, quince y veinte pluviómetros.....	227

Índice de tablas

Tabla 2.1. Fórmulas empíricas para el cálculo de caudales de avenida (m^3/s) en función del área de la cuenca A_c (km^2) y del periodo de retorno T (años).	53
Tabla 2.2. Número de condiciones a imponer en contornos abiertos	71
Tabla 4.1. Medición de la distribución espacial de la precipitación. Volumen de agua medido en cada recipiente y en cada bloque (cm^3).	108
Tabla 4.2. Medición de la distribución espacial de la precipitación. Desviación típica de los bloques.	108
Tabla 4.3. Eventos de precipitación. Varianzas de las distribuciones y escala de la heterogeneidad.	111
Tabla 4.4. Valores de caudal de lluvia (m^3/s) sobre la cuenca en diferentes instantes de tiempo para las diferentes uniformidades de precipitación.	112
Tabla 4.5. Duración e intensidad de precipitación de los ensayos con precipitación constante	119
Tabla 4.6. Hietogramas de precipitación utilizados en la segunda campaña experimental.	123
Tabla 4.7. Hietogramas de precipitación utilizados en la tercera campaña experimental.	130
Tabla 4.8. Superficies y materiales utilizados durante los ensayos L0 a L8	131
Tabla 4.9. Principales características de las configuraciones L0 a L8.	131
Tabla 4.10. Tamaños de malla tras el análisis de convergencia en malla para la segunda campaña experimental	143
Tabla 4.11. Tamaños de malla tras el análisis de convergencia en malla para la tercera campaña experimental.	143
Tabla 4.12. Parámetros utilizados en las simulaciones de los ensayos de las geometrías L6 y L7.	158
Tabla 5.1. Coeficiente de Manning y parámetros de infiltración de Green Ampt para las superficies permeables e impermeables definidas.	181
Tabla 5.2. Parámetros de calibración.	191
Tabla 5.3. Errores arrojados por el modelo calibrado.	193
Tabla 6.1. Coordenadas de los pluviómetros de la cuenca de estudio	203
Tabla 6.2. Rango de valores para los parámetros de cada material. Valores de infiltración A1 a A4 y de coeficiente de Manning n_1 a n_4	217
Tabla 6.3. Valores de calibración de los coeficientes de infiltración y Manning	219
Tabla 6.4. Errores obtenidos en las simulaciones	228

Capítulo 1. Resumen y conclusiones principales (bilingüe)

CASTELLANO

1.1 Introducción

La modelización de procesos hidrodinámicos tales como el flujo en ríos, canales y estuarios, o la evaluación de zonas inundables, se realiza cada vez con más frecuencia con modelos numéricos bidimensionales. Estos modelos, o bien resuelven las ecuaciones completas de aguas someras promediadas en profundidad (2D Shallow Water Equations (2D-SWE), ecuaciones de St.Venant bidimensionales o de onda dinámica 2D) o versiones simplificadas de las mismas (por ejemplo onda cinemática 2D). Este tipo de ecuaciones se obtienen a partir de las ecuaciones tridimensionales de Navier-Stokes asumiendo una distribución de presión hidrostática y una distribución uniforme de la velocidad en la profundidad. Dichas aproximaciones se aceptan en flujos fuertemente bidimensionales, donde la dimensión espacial horizontal es muy superior a la vertical (calado), como suele ocurrir en ríos y estuarios. Actualmente la principal aplicación de los modelos Saint-Venant 2D es la hidráulica fluvial y el cálculo de las corrientes de marea en zonas costera, siendo aún muy incipiente su aplicación en modelización de transformaciones lluvia-escorrentía, donde los calados son muy pequeños, existen frentes seco-

mojado y las topografías son complejas. Los modelos 2D se van abriendo hueco en la modelización de escorrentía superficial, pero la utilización de modelos que resuelvan las ecuaciones completas de Saint Venant 2D es todavía objeto de estudio.

Los modelos de aguas someras bidimensionales necesitan como datos principales de entrada la topografía de la zona de estudio, la rugosidad del terreno, y el caudal que atraviesa el cauce de estudio. El caudal de cálculo se obtiene generalmente a partir de formulaciones empíricas sencillas que lo relacionan con la precipitación y la forma de la cuenca, o mediante modelos hidrológicos de transformación lluvia-escorrentía que asumen un gran número de simplificaciones, todavía es poco común utilizar este tipo de modelos para simular directamente la escorrentía a partir de datos de precipitación. De esta forma es habitual obtener primero el caudal o el hidrograma de entrada mediante un modelo hidrológico, imponiéndolo posteriormente como condición de contorno en una sección concreta del modelo Saint Venant 2D. Este tipo de procedimiento tiene el inconveniente de tener que trabajar tanto con un modelo hidrológico como con un modelo hidráulico. Además, en una cuenca real la aportación de escorrentía al caudal del cauce principal se produce de forma distribuida a lo largo de todo el cauce, y no únicamente en una o dos secciones del río.

En los últimos años se han producido avances significativos en los modelos numéricos de aguas someras. Los nuevos esquemas numéricos desarrollados permiten modelar el flujo sobre topografías complejas, incluso para calados muy pequeños y con presencia de zonas secas. Estos avances, junto con la mejora de rendimiento en las herramientas de cálculo,

plantea la posibilidad de que todo el proceso de escorrentía pueda ser simulado directamente por un modelo bidimensional Saint Venant 2D.

A la hora de simular procesos de transformación lluvia-escorrentía con modelos Saint Venant 2D cabe tener en cuenta las singularidades específicas que se dan en cuencas urbanas. Las áreas urbanizadas tienen efectos importantes en el desarrollo del flujo y la cantidad de escorrentía que se genera, por lo que su influencia en las inundaciones y el desarrollo de la transformación precipitación-escorrentía es crucial. Para obtener una predicción precisa de la cantidad de escorrentía, velocidades y profundidades en cada calle única de una zona urbana, un modelo 2D detallado suele ser muy apropiado, pero este enfoque es costoso en los requisitos de datos y el tiempo computacional. En los últimos años se han dedicado algunos esfuerzos para estudiar cómo tener en cuenta los efectos de las zonas urbanizadas en los campos de flujo de forma macroscópica, teniendo en cuenta el almacenamiento de agua y los efectos de la obstrucción sin incluir una geometría detallada de la zona urbana.

Otra aspecto clave en la modelización de transformaciones lluvia-escorrentía es la importancia de la distribución espacial de las precipitaciones y su representación en el modelo. La bibliografía sobre la relación entre las precipitaciones y la respuesta de la escorrentía superficial es muy amplia pero con resultados en contraste.

1.2 Objetivos

El objetivo de esta tesis es profundizar en el estudio de la aplicación hidrológica de un modelo de aguas someras Saint Venant 2D al cálculo de

procesos de transformación lluvia-escorrentía. Dicha aplicación permite calcular de forma integrada la escorrentía superficial en toda la cuenca de estudio, así como el campo de velocidades y calados en los cauces principales de la cuenca, permitiendo la definición de zonas con un mayor riesgo de inundación de forma precisa y relativamente sencilla. Para el estudio de dicha aplicación se ha realizado un trabajo de validación y calibración del modelo numérico tanto en geometrías sencillas de laboratorio, como en cuencas reales, analizando su sensibilidad a diferentes parámetros y a la distribución espacial de la precipitación y estudiando los resultados obtenidos al incluir diferentes formas de representación de zonas urbanas en el modelo.

En este documento se presentan los resultados experimentales de transformación lluvia-escorrentía obtenidos en una geometría bidimensional en laboratorio, la validación numérica del modelo de aguas someras a partir de dichos datos experimentales, y los resultados numéricos obtenidos en una cuenca industrial húmeda de 12 ha de superficie y una cuenca rural semiárida de 24 km² de superficie. Se ha buscado identificar los parámetros más relevantes que influyen en el cálculo de este tipo de procesos (fricción de fondo, infiltración, efecto de los obstáculos urbanos en el desarrollo del flujo, distribución espacial de la precipitación...) y se han estudiado sus influencias y comparado diferentes formas de incluirlos en el modelo numérico.

1.3 Conclusiones más relevantes y futuros desarrollos

La validación experimental del modelo Saint Venant 2D en transformaciones lluvia esorrentía para diferentes tipologías y tamaños de cuenca es muy satisfactoria. El modelo es capaz de predecir de forma precisa no sólo la magnitud del caudal pico y el instante de tiempo en que se produce, sino también la forma del hidrograma generado para diferentes eventos de precipitación.

Las siguientes formas de computar el efecto de obstáculos en el modelo han sido testadas: edificios como bloques o *building block* (BB), edificios como agujeros en la malla o *building hole* (BH), aproximación porosa o *porosity approach* (PA) y aproximación mediante coeficiente de Manning o *Manning approach* (MA). De entre las dos aproximaciones que tienen en cuenta la forma detallada de los obstáculos urbanos (BH y BB) la aproximación BH permite trabajar con tamaños de malla más grandes y supone un menor coste computacional, a cambio implica ir definiendo cada obstáculo en la malla uno a uno. Con la aproximación BH además puede ser necesario incrementar la intensidad de precipitación en el modelo para tener en cuenta la cantidad que lluvia que caería sobre los obstáculos cuya superficie se ha eliminado de la malla. Por su parte la aproximación BB permite introducir los obstáculos directamente en la malla a través de sus cotas topográficas sin necesidad de definir su forma en planta, pero requiere un mayor coste computacional ya que la malla ha de ser refinada para poder representar en detalle la forma de estos obstáculos.

En cuanto a la representación de zonas urbanas a macro escala, y para los casos estudiados en esta tesis, tanto la aproximación PA como MA son capaces de predecir con precisión el hidrograma de caudales a la salida de la cuenca, justo aguas abajo de la zona urbana. Estos métodos no pretenden representar la distribución de calados y velocidades en el interior del entramado urbano, sin embargo, sí se aprecia que el método de PA arroja, en general, resultados más aproximados a la realidad. La distribución de calados y velocidades aguas arriba de la cuenca se ve ligeramente influenciada por la aplicación de los dos métodos de representación a macro escala.

En esta tesis se ha analizado la sensibilidad del modelo a los diferentes parámetros y fenómenos que intervienen en los casos estudiados. Se ha analizado el efecto de la distribución espacial de la lluvia sobre el hidrograma a la salida de la cuenca en cuencas de laboratorio y en una subcuenca de la cuenca experimental de Walnut Gulch (Arizona). Sobre las cuencas de laboratorio se han simulado cuatro patrones diferentes de precipitación con distribuciones espaciales distintas pero con una misma intensidad total. Para los casos estudiados y sobre el tamaño de cuenca de laboratorio (5m^2) los resultados no son sensibles a las variaciones espaciales de precipitación estudiadas. Sobre la subcuenca de estudio de Walnut Gulch se han realizado 31 simulaciones con diferentes patrones de lluvia, la diferencia entre ellas es el número de pluviómetros que se tienen en cuenta en los cálculos. Se ha comprobado que los errores máximos esperables (tanto en volumen de escorrentía, como en valor de caudal pico como en la precisión del instante en que se produce) se reducen al utilizar los datos de un mayor número de pluviómetros sobre la cuenca (mayor resolución espacial) Sin embargo puede observarse que, dependiendo de la

selección de pluviómetros escogida, algunas simulaciones con menos pluviómetros pueden alcanzar mayor precisión que otras con mayor número de pluviómetros. También se puede observar en los eventos simulados que un mayor número de pluviómetros no garantiza en todos los casos una mejor simulación, aunque sí minimiza el error máximo (302% 227% 164% y 155% respectivamente para las simulaciones con 1, 5, 10 y 15 pluviómetros). En base a los resultados y para la subcuenca de Walnut Gulch estudiada, se recomienda una resolución espacial de no menos de la mayor resolución utilizada en esta tesis (1,14 pluviómetros/km²), estando este valor en la línea de lo planteado por otros autores en la misma zona de estudio (i.e. Lopes, 1996).

Las conclusiones obtenidas en cuanto al efecto de la distribución espacial de la precipitación refuerzan la recomendación de utilizar modelos de Saint Venant 2D para el cálculo de las transformaciones lluvia-escorrentía en cuencas reales. La definición espacial de la precipitación tiene gran relevancia para poder hacer simulaciones con una precisión adecuada, y un modelo distribuido y detallado es fundamental para lograrlo.

Dentro del marco del trabajo realizado en este proyecto, caben destacar futuras líneas de trabajo en las que ya se empieza a trabajar, como la implementación de modelos duales que agrupen modelos Saint Venant 2D, para el cálculo de la transformación lluvia-escorrentía, con modelos de flujo en tuberías. Siendo aplicables estos modelos a hidrología urbana en todo su ciclo, desde la generación de escorrentía, la división entre el caudal que circula en superficie y el que circula por la red de drenaje y la propagación de dichos caudales. Incluir la contaminación en las calles y la modelización de su distribución en períodos de lluvia así que como

profundizar en temas vinculados con la incertidumbre en la pluviometría son también objeto de estudio todavía.

GALEGO

1.4 Introducción

A modelización de procesos hidrodinámicos tales como o fluxo en ríos, canles e estuarios, ou a avaliación de zonas inundables, realízase cada vez con máis frecuencia con modelos numéricos bidimensionales. Estes modelos, ou ben resolven as ecuacións completas de augas someras promediadas en profundidade (2D Shallow Water Equations (2D-SWE), ecuacións de St.Venant bidimensionales ou de onda dinámica 2D) ou versións simplificadas das mesmas (por exemplo onda cinemática 2D). Este tipo de ecuacións obtéñense a partir das ecuacións tridimensionales de Navier-Stokes asumindo unha distribución de presión hidrostática e unha distribución uniforme da velocidade na profundidade. Ditas aproximaciones acéptanse en fluxos fuertemente bidimensionais, onde a dimensión espacial horizontal é moi superior á vertical (calado), como adoita ocorrer en ríos e estuarios. Actualmente a principal aplicación dos modelos Saint-Venant 2D é a hidráulica fluvial e o cálculo das correntes de marea en zonas costeiras, sendo aínda moi incipiente a súa aplicación en modelización de transformacións choiva-escorrentía, onde os calados son moi pequenos, existen frentes seco-mollado e as topografías son complexas. Os modelos 2D vanse abrindo oco na modelización de

escorrentía superficial, pero a utilización de modelos que resolvan as ecuacións completas de Saint Venant 2D é aínda obxecto de estudo.

Os modelos de augas someras bidimensionales necesitan como datos principais de entrada a topografía da zona de estudo, a rugosidad do terreo, e o caudal que atravesa a canle de estudo. O caudal de cálculo obtense xeneralmente a partir de formulaciones empíricas sinxelas que o relacionan coa precipitación e a forma da bacía, ou mediante modelos hidrológicos de transformación choiva-escorrentía que asumen un gran número de simplificacións, aínda é pouco común utilizar este tipo de modelos para simular directamente a escorrentía a partir de datos de precipitación. Desta forma é habitual obtén primeiro o caudal ou o hidrograma de entrada mediante un modelo hidrológico, impoñéndoo posteriormente como condición de contorno nunha sección concreta do modelo Saint Venant 2D. Este tipo de procedemento ten o inconveniente de ter que traballar tanto cun modelo hidrológico como cun modelo hidráulico. Ademais, nunha bacía real a achega de escorrentía ao caudal da canle principal prodúcese de forma distribuída ao longo de todo a canle, e non únicamente nunha ou dúas seccións do río.

Nos últimos anos producíronse avances significativos nos modelos numéricos de augas someras. Os novos esquemas numéricos desenvolvidos permiten modelar o fluxo sobre topografías complexas, ata para calados moi pequenos e con presenza de zonas secas. Estes avances, xunto con mellóraa de rendemento nas ferramentas de cálculo, suscita a posibilidade de que todo o proceso de escorrentía poida ser simulado directamente por un modelo bidimensional Saint Venant 2D.

Á hora de simular procesos de transformación choiva-escorrentía con modelos Saint Venant 2D cabo ter en conta as singularidades específicas que se dan en bacías urbanas. As áreas urbanizadas teñen efectos importantes no desenvolvemento do fluxo e a cantidade de escorrentía que se xera, polo que a súa influencia nas inundacións e o desenvolvemento da transformación precipitación-escorrentía é crucial. Para obter unha predicción precisa da cantidade de escorrentía, velocidades e profundidades en cada rúa única dunha zona urbana, un modelo 2D detallado adoita ser moi apropiado, pero este enfoque é custoso nos requisitos de datos e o tempo computacional. Nos últimos anos dedicáronse algúns esforzos para estudar como ter en conta os efectos das zonas urbanizadas nos campos de fluxo de forma macroscópica, tendo en conta o almacenamiento de auga e os efectos da obstrucción sen incluír unha geometría detallada da zona urbana.

Outro aspecto crave na modelización de transformacións choiva-escorrentía é a importancia da distribución espacial das precipitacións e a súa representación no modelo. A bibliografía sobre a relación entre as precipitacións e a resposta da escorrentía superficial é moi ampla pero con resultados en contraste.

1.5 Obxectivos

O obxectivo desta tese é profundar no estudo da aplicación hidrolóxica dun modelo de augas someras Saint Venant 2D ao cálculo de procesos de transformación choiva-escorrentía. Dita aplicación permite calcular de forma integrada a escorrentía superficial en toda a bacía de estudo, así como

o campo de velocidades e calados nas canles principais da cunca, permitindo a definición de zonas cun maior risco de inundación de forma precisa e relativamente sinxela. Para o estudo de devandita aplicación realizouse un traballo de validación e calibración do modelo numérico tanto en geometrías sinxelas de laboratorio, como en bacías reais, analizando a súa sensibilidade a diferentes parámetros e á distribución espacial da precipitación e estudando os resultados obtidos ao incluír diferentes formas de representación de zonas urbanas no modelo.

Nesta tesis preséntanse os resultados experimentais de transformación choiva-escorrentía obtidos nunha geometría bidimensional en laboratorio, a validación numérica do modelo de augas someras a partir de devanditos datos experimentais, e a validación experimental do modelo nunha bacía industrial húmida de 12 ha de superficie e nunha bacía rural semiárida de 24 km² de superficie. Buscouse identificar os parámetros máis relevantes que inflúen no cálculo deste tipo de procesos (fricción de fondo, infiltración, efecto dos obstáculos urbanos no desenvolvemento do fluxo, distribución espacial da precipitación...) e estudáronse as súas influencias comparado diferentes formas de incluílos no modelo numérico.

1.6 Conclusións máis relevantes e futuros desenvolvementos

A validación experimental do modelo Saint Venant 2D para casos de transformación choiva-escorrentía, sobre diferentes tipoloxías e tamaños de cunca, é moi satisfactoria. O modelo é capaz de predecir de forma precisa non só a magnitude do caudal pico e o instante de tempo en que se

produce, senón tamén a forma do hidrograma xerado para diferentes eventos de precipitación.

As seguintes formas de computar o efecto de obstáculos no modelo foron testadas: edificios como bloques ou building block (BB), edificios como buracos na malla ou building hole (BH), aproximación porosa ou porosity approach (PA) e aproximación mediante coeficiente de Manning ou Manning approach (MA). De entre as dúas aproximacións que teñen en conta a forma detallada dos obstáculos urbanos (BH e BB) a aproximación BH permite traballar con tamaños de malla máis grandes e supón un menor custo computacional, a cambio implica ter que definir cada obstáculo na malla un a un. Coa aproximación BH ademáis, pode ser necesario incrementar a intensidade de precipitación no modelo para ter en conta a cantidade de choiva que caería sobre os obstáculos cuxa superficie queda eliminada da malla. Pola súa banda a aproximación BB permite introducir os obstáculos directamente na malla a través das súas cotas topográficas sen necesidade de definir a súa forma en planta, pero require un maior custo computacional xa que a malla ha de ser refinada para poder representar en detalle a forma destes obstáculos.

En canto á representación de zonas urbanas a macro escala, e para os casos estudados nesta tese, tanto a aproximación PA como MA son capaces de predecir con precisión o hidrograma de caudales á saída da bacia, xusto augas abaixo da zona urbana. Estes métodos non pretenden representar a distribución de calados e velocidades no interior do entramado urbano, con todo, si se aprecia que o método de PA arroxa, en xeral, resultados máis aproximados á realidade. A distribución de calados e velocidades augas

arriba da cuenca vese lixeiramente influenciada pola aplicación dos dous métodos de representación a macro escala.

Nesta tese analizouse tamén a sensibilidade do modelo aos diferentes parámetros e fenómenos que interveñen nos casos estudados. Analizouse o efecto da distribución espacial da choiva sobre o hidrograma á saída da cuenca en cuencas de laboratorio e nunha subcuenca da cuenca experimental de Walnut Gulch (Arizona). Sobre as cuencas de laboratorio simuláronse catro patróns diferentes de precipitación con distribucións espaciais distintas pero cunha mesma intesidad total. Para os casos estudados e sobre o tamaño de cuenca de laboratorio (5m²) os resultados non son sensibles ás variacións espaciais de precipitación estudadas. Sobre a subcuenca de estudo de Walnut Gulch realizáronse 31 simulaciones con diferentes patróns de choiva, a diferenza entre elas é o número de pluviómetros que se teñen en conta nos cálculos. Comprobase que os erros máximos esperables (tanto en volume de escorrentía, como en valor de caudal pico como na precisión do instante en que se produce) redúcense ao utilizar os datos dun maior número de pluviómetros sobre a cuenca (maior resolución espacial) Con todo pode observarse que, dependendo da selección de pluviómetros, algunhas simulaciones con menos pluviómetros poden alcanzar maior precisión que outras con maior número. Tamén se pode observar nos eventos simulados que un maior número de pluviómetros non garante en todos os casos unha mellor simulación, aínda que si minimiza o erro máximo (302% 227% 164% e 155% respectivamente para as simulaciones con 1, 5, 10 e 15 pluviómetros). En base aos resultados e para a subcuenca de Walnut Gulch estudada, recoméndase unha resolución espacial de non menos da maior resolución

utilizada nesta tese (1,14 pluviómetros/km²), estando este valor na liña dos suscitado por outros autores na mesma zona de estudo (i.e. Lopes, 1996).

As conclusións obtidas en canto ao efecto da distribución espacial da precipitación reforzan a recomendación de utilizar modelos de Saint Venant 2D para o cálculo das transformacións choiva-escorrentía en cuencas reais. A definición espacial da precipitación ten gran relevancia para poder facer simulacións cunha precisión adecuada, e un modelo distribuído e detallado é fundamental para logralo.

Dentro do marco do traballo realizado neste proxecto, caben destacar futuras liñas de desenvolvemento nas que xa se empeza a traballar, como a implementación de modelos duales que agrupen modelos Saint Venant 2D, para o cálculo da transformación choiva-escorrentía, con modelos de fluxo en tubeías. Sendo aplicables estes modelos a hidrología urbana en todo o seu ciclo, desde a xeración de escorrentía, a división entre o caudal que circula en superficie e o que circula pola rede de drenaxe e a propagación de devanditos caudales. Incluír a contaminación nas rúas e a modelización da súa distribución en períodos de choiva, así como profundizar en temas vinculados coa incerteza na pluviometría son tamén obxecto de estudo aínda.

Capítulo 2. Estado del conocimiento

2.1 Introducción

En este capítulo se realiza una revisión bibliográfica en el área de la modelización de procesos de transformación lluvia-escorrentía. La revisión se centra de manera especial en la aplicación de modelos distribuidos 2D a este tipo de cálculo y, en particular, de modelos Saint Venant 2D (onda dinámica), en cuyo estudio se enmarca esta tesis.

Esta revisión se inicia con un repaso de las diferentes tipologías de modelos hidrológicos y sus características, la evolución que han tenido con el tiempo y los procesos que recogen. A continuación se centra en los modelos espacialmente distribuidos, se describen sus tipologías y aplicaciones tradicionales, para terminar con una revisión bibliográfica de la aplicación de este tipo de modelos al cálculo de transformaciones lluvia-escorrentía.

2.2 Procesos hidrológicos en la modelización de lluvia-escorrentía

Cuando se aplican modelos numéricos a cálculos de transformación de lluvia en escorrentía, es necesario considerar la influencia de los procesos hidrológicos relacionados, estudiarlos, definirlos y tenerlos en cuenta en el análisis de los resultados. Algunos de los procesos hidrológicos más

influyentes en el desarrollo de escorrentía son la precipitación, la infiltración, la evaporación y la intercepción superficial.

2.2.1 Precipitación

La modelización de la transformación lluvia-escorrentía todavía depende en gran medida de los registros pluviométricos, tanto de los pluviómetros que toman registros horarios o minutales, como los que lo hacen una vez al día.

La resolución espacial y temporal con la que es necesario definir la precipitación para ser introducida en un modelo y obtener resultados precisos, depende principalmente del tamaño de la cuenca y de su tiempo de concentración, así como de la variabilidad espacio-temporal de propia precipitación. Es habitual utilizar datos horarios en cuencas de mediano y gran tamaño, y datos diezminutales en cuencas urbanas o menores de 100 km². En cuencas de grandes dimensiones la variación espacial de la lluvia puede tener mayor importancia que la temporal.

La complejidad que abarca la medición espacial de la precipitación es un hecho ampliamente reconocido (i.e. Wilson et al. 1979). En este sentido Nicòtina et al. (2007) estudiaron la influencia de la homogeneidad de la lluvia en diferentes cuencas italianas y concluyeron que, para cuencas pequeñas (< 10km²), en general es más relevante el volumen total de precipitación sobre la zona de estudio que la forma en que ésta se distribuye, por lo que una precipitación no uniforme podría asumirse como si lo fuera sin afectar notablemente a los resultados. También comprobaron que al asumir una precipitación espacialmente homogénea en cuencas mayores de 350 no es posible obtener resultados mínimamente precisos.

En contraposición a lo anterior Goodrich et al. (1995) estudiaron las implicaciones de asumir una lluvia homogénea en una subcuenca pequeña (4.4 ha) de la cuenca semiárida experimental de USDA-ARS Walnut Gulch. El análisis geoestadístico de los datos señaló la presencia de desvíos de primer orden para los gradientes de lluvia correspondientes, que abarcaban un rango de 0.28 a 2.48 mm en 100 m, con una media de 1.2 mm en 100 m. Estos gradientes representan una variación de entre el 4 y el 14% de la altura de lluvia media sobre una distancia de 100 metros.

Koren et al. (1999) estudiaron como los componentes de escala de diferentes modelos hidrológicos agregados dependen de la variación espacial de la lluvia. Concluyeron que, aunque los tres modelos que estudiaron eran dependientes de variabilidad espacial de la precipitación, los niveles de dependencia se relacionaban de manera significativa con los mecanismos de generación de la escorrentía de cada modelo. Los modelos que generan escorrentía por un mecanismo de exceso de infiltración (Horton 1933; ver apartado 2.2) son los más sensibles mientras que los modelos que utilizan un mecanismo de exceso de saturación (Dunne, 1978; ver apartado 2.2) son los menos dependientes. También encontraron que al realizar promedios probabilísticos de las características puntuales se reducían las dependencias de la resolución espacial, sin embargo, su efectividad varía en función de la escala y la estructura espacial de la lluvia.

Usando un modelo semi-distribuido Chaubey et al. (1999) demostraron que se presentan grandes incertidumbres en los parámetros debido a la variabilidad espacial de las precipitaciones. Por su parte, Shah et al. (1996) comprobaron en su estudio que los errores más grandes en predicción de

escorrentía se presentan cuando se utiliza un modelo agregado en lugar de uno distribuido (ya sea con lluvia media o espacialmente distribuida).

Una amplia revisión bibliográfica sobre la importancia de la distribución espacial de la precipitación en la generación de escorrentía es la realizada en la tesis doctoral de Segond (2006) en donde se separa el estudio para tres casos diferentes: (a) zonas urbanas donde la mayoría de los eventos de lluvia generan escorrentía, (b) zonas semi-áridas asociadas con tormentas localizadas y (c) regiones templadas, donde las tormentas son resultados de actividades convectivas y frontales o una combinación de ambas, y la cuenca tiene mayor heterogeneidad con respecto a vegetación y tipos de suelos. En todos los tipos de cuenca, la revisión destaca la no linealidad de la respuesta de la escorrentía con respecto a la lluvia (Lopes, 1996; Shah et al, 1996a) y se destacan tres principales interacciones: (a) las precipitaciones, (b) la respuesta de la cuenca y (c) el tamaño de la cuenca. El efecto de la lluvia incluye variabilidad en el espacio y el tiempo, movimiento de la tormenta y la organización espacial. La respuesta o efecto de amortiguamiento de la cuenca es una propiedad intrínseca de la misma y se puede caracterizar a través de su tiempo de concentración (Lekkas y Onof, 2005). A medida que aumenta el tamaño de la cuenca mayor variabilidad espacial de la precipitación, pero menor resolución espacial requerida. En este sentido Ogden y Julien (1994) recomiendan una resolución espacial de 0.4 veces la raíz cuadrada del área de la cuenca (es decir, una resolución de 1 km para una cuenca de 10 km² y una de 4 km para una cuenca de 100 km²). Por lo tanto, los tres factores nombrados son los más importantes en lo que a generación de escorrentía se refiere, sin embargo sus contribuciones relativas varían en función del tipo de cuenca considerada.

Las cuencas urbanas pequeñas tienen una respuesta rápida y sensible al movimiento de la tormenta (i.e. Fraga et al. 2016), la variabilidad de la misma y la magnitud del evento. A esto se suma el hecho de que las cuencas y sistemas de drenaje urbanos son muy heterogéneas espacialmente. El hecho de que llueva más en una zona de la cuenca u otra tiene una influencia importante sobre el funcionamiento del sistema de colectores de drenaje. Su modelización hidrológica requiere una resolución espacial y temporal del hietograma muy fina, del orden de minutos y centenares de metros. Dado que el daño como consecuencia de inundaciones puede ser importantes en zonas urbanas, existe una fuerte motivación para utilizar datos de radar o el desarrollo de técnicas de desagregación (Onof et al., 2005) para cumplir el requisito de la modelización hidrológica urbana. Berne et al. (2004) demuestran que cuanto menor es el tamaño de cuenca mayor es la resolución espacial y temporal requerida.

En las zonas semi-áridas dominadas por tormentas convectivas, la respuesta de la cuenca también es muy rápida y es necesaria una representación detallada de la distribución de las precipitaciones para reproducir el caudal de salida con precisión. Las conclusiones de Sogen (2005) destacan la importancia de la distribución espacial de la precipitación a pequeña escala y proponen una resolución espacial de la precipitación de 1 km por debajo de 50 km², y 2 km entre 50 y 500 km². Esta es una recomendación difícil aplicar en la práctica ya que es muy poco habitual que una zona de estudio esté tan ampliamente instrumentada (Reefsgaard y Knudsen, 1996) salvo si hay un radar meteorológico que dé cobertura a la cuenca, lo que comienza a ser más habitual.

De los estudios en áreas sub-húmedas, donde existen interacciones más complejas entre la precipitación y las características espaciales de cuenca, surgen contrastes entre las conclusiones de los diferentes autores. Con respecto a este tipo de cuencas destaca el artículo presentado por Woods y Sivapalan (1999). Su marco de análisis incluye los principales componentes del ciclo hidrológico y cuantifica los efectos de la lluvia y la respuesta. La distribución del exceso de precipitación con respecto a la distancia del flujo a la salida de la cuenca ha resultado ser un factor de gran influencia en la respuesta en escorrentía. Este hallazgo ha sido corroborado por otros autores (Smith et al., 2004; Naden, 1992; Dodov y Fofoula-Georgiou, 2005). En el caso analizado, a pesar de existir una variación sustancial en la distribución de la lluvia, la distribución del exceso de lluvia con respecto a la salida de la cuenca era bastante uniforme por lo que la lluvia media sobre la cuenca fue suficiente para modelizar la escorrentía. Obled et al. (1994); Naden (1992) y Smith et al. (2004) llegaron a conclusiones similares. Smith et al. (2004), en casos en los que una cuenca se caracteriza por una marcada variabilidad espacial de la precipitación, presentan mejores resultados utilizando un modelo distribuido que uno agregado. La densidad de red de pluviómetros propuesta por Obled et al. (1994) y Anderson et al. (2001) parece adecuada para modelizar el comportamiento de cuencas húmedas, esto es, 5, 8 y 33 pluviómetros para escalas de 71, 1120 y 10700 km² (0.07, 0.007 y 0.0033 pluviómetros/km² respectivamente). Cuando se trabaja con cuencas de gran tamaño utilizar datos diarios resulta suficientemente preciso si se utilizan modelos agregados, cuando se trabaja con un modelo distribuido (o semidistribuido) se recomienda trabajar con datos a intervalos de tiempo menores.

El efecto de la uniformidad de la precipitación en cuencas experimentales y reales también es estudiado en esta tesis en los capítulos 4 y 6.

2.2.2 Otros procesos

Otros parámetros como la evaporación o la interceptación superficial pueden tener efecto en el desarrollo de la escorrentía y son tenidos en cuenta por algunos modelos. Los factores que influyen en estas pérdidas son el tipo y densidad de vegetación, las condiciones meteorológicas y las características de la precipitación (intensidad, volumen y duración del aguacero).

En el caso de modelos distribuidos y aplicación a tormentas intensas, parámetros como los anteriores suelen considerarse despreciables ya que, en este tipo de tormentas, el porcentaje de agua que se evapora o intercepta con respecto al volumen total de agua caída no es relevante. Podría ser relevante el interceptado en grandes depresiones del terreno que, en ese caso, suelen quedar incluidas en la topografía del modelo.

2.2.3 Infiltración y generación de escorrentía

Otro aspecto importante en la generación de caudal de escorrentía es la estimación de la infiltración en la zona. Cuando la lluvia cae sobre la superficie de la tierra, por lo general, dependiendo de la intensidad de la lluvia, la permeabilidad y la humedad del suelo, una parte de la lluvia se infiltra en el suelo, y el resto se convierte en escorrentía y fluye por la cuenca hasta llegar al cauce más cercano.

Lo anterior es, de hecho, la teoría clásica de generación de escorrentía enunciada por R.E. Horton. La idea hortoniana es que podemos separar el flujo total en el cauce en dos componentes: la escorrentía directa y el caudal base.

La teoría clásica de Horton se basa en dos supuestos básicos:

1. El caudal base es igual al flujo de agua subterránea y la escorrentía directa es igual al flujo superficial.
2. El flujo terrestre se genera por "exceso de infiltración". Horton define la capacidad de infiltración f como la tasa máxima a la que la lluvia puede ser absorbida por el suelo en una determinada condición. Cuando la intensidad de la lluvia p que cae sobre el suelo es menor que la infiltración, entonces, toda la lluvia se infiltra. Cuando la intensidad de precipitación es mayor que la infiltración, entonces el volumen de agua no infiltrado en el terreno se convierte en escorrentía superficial. Esto se expresa esquemáticamente en la Figura 2.1.

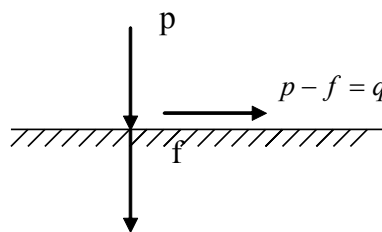


Figura 2.1. Concepto hortoniano de generación de escorrentía.

Sobre la base de una amplia investigación en la década de 1970 y siguientes, actualmente se acepta que el mecanismo de generación de

escorrentía hortoniano o de exceso de infiltración sólo ocurre en algunas zonas áridas del mundo, y en algunas zonas en las que el suelo se ha compactado por la actividad humana destruyendo su estructura.

Actualmente se consideran otros dos mecanismos como contribuyentes a la mayor parte de la escorrentía en muchas partes del mundo: el exceso de saturación (o exceso de almacenamiento) y el flujo subsuperficial.

2.2.3.1 Generación de escorrentía por exceso de infiltración

El mecanismo de exceso de infiltración o hortoniano de generación de escorrentía considera que la generación de escorrentía se produce en esos puntos del terreno donde la intensidad de la precipitación supera la capacidad de infiltración. Existen diferentes modelos que estiman esa capacidad de infiltración, algunos de los más conocidos se presentan a continuación.

- *Ecuaciones basadas en índices de infiltración*

Son los métodos más sencillos, métodos muy simplificados que prácticamente ignoran las variaciones temporales de la capacidad de infiltración. Dentro de ellos se encuentran el Método del Índice ϕ y el Método del Índice W . Los índices ϕ y W son constantes y se calibran a partir del análisis de los datos de precipitación y de escorrentía para distintos eventos.

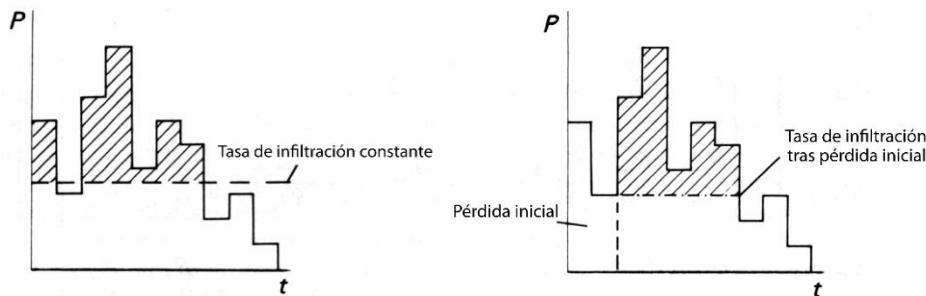


Figura 2.2. Método del Índice ϕ (izquierda) y Método del Índice W (derecha).

- *Ecuaciones empíricas*

Una de las más utilizadas es la de Horton (1933, 1939), quien observó que la infiltración comienza con una tasa determinada que decrece exponencialmente hasta que alcanza una tasa mínima constante. También se utiliza con frecuencia la propuesta de Kostikov (1932).

$$\text{Ecuación de Horton: } f^* = f_c + (f_0 - f_c) \exp(-kt) \quad [2.1]$$

$$\text{Ecuación de Kostikov: } f^* = A t^B \quad [2.2]$$

donde f^* representa la tasa de infiltración; f_0 es la infiltración inicial; f_c es la infiltración final o de equilibrio; k es el coeficiente de decrecimiento de la capacidad de infiltración; t es el tiempo en horas; y A y B son los coeficientes de ajuste de Kostikov.

Los parámetros B y n (Kostikov) y f_c , f_0 , y k (Horton) tendrán que ser estimados mediante la calibración con datos de precipitación y escurrimiento.

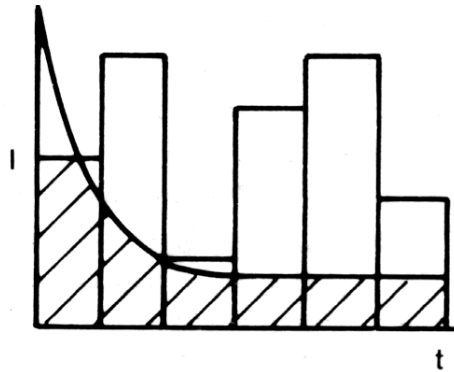


Figura 2.3. Tasa de infiltración calculada con fórmulas empíricas

- *Ecuaciones físicas*

Green y Ampt (1911) desarrollaron una teoría física más aproximada con una solución analítica exacta. La teoría de Green-Ampt considera un frente húmedo que divide el suelo con cierto contenido de humedad debajo del suelo saturado y que avanza hacia capas más profundas del suelo. El principal inconveniente del modelo de Green-Ampt es que requiere la estimación de al menos tres parámetros (conductividad hidráulica k , porosidad ϕ y potencial de succión del frente húmedo ψ). Posteriormente estos parámetros han sido estudiados y estimados por diferentes autores (e.g. s et al. 1983).

A medida que la infiltración aumenta, el frente saturado desciende y la anchura de la región no-saturada L aumenta. La tasa de infiltración potencial f se calcula como:

$$f(t) = k_s \left(1 + \frac{(h(t) + \Psi) \Delta\theta}{L_0 \cdot \Delta\theta + F(t)} \right) \quad F(t) = \int_0^t f(t) dt \quad L(t) = L_0 + \frac{F(t)}{\Delta\theta} \quad \Delta\theta = \phi - \theta_{2.3}$$

siendo k_s la permeabilidad saturada del suelo, h el calado, ψ la succión en la región de suelo no-saturada, $\Delta\theta$ el cambio en contenido de humedad del suelo a medida que el frente de saturación avanza, θ_i el contenido de humedad inicial del suelo, ϕ la porosidad total del suelo, L la anchura del suelo saturado y L_0 la anchura de suelo saturado al inicio de los cálculos. La tasa de infiltración real es igual a la tasa de infiltración potencial siempre y cuando haya suficiente agua superficial para infiltrarse.

Los parámetros de este modelo son la permeabilidad saturada del suelo (k_s), la succión en la región del suelo no-saturada (ψ), la anchura inicial de la región de suelo saturada (L_0), la porosidad efectiva (drenable) del suelo (θ_e) y la saturación efectiva inicial del suelo (S_e), definido como:

$$S_e = \frac{\theta_i - \theta_r}{\theta_e} \quad [2.4]$$

siendo θ_r la capacidad de retención (humedad irreductible o no drenable) del suelo

$$\phi = \theta_r + \theta_e \quad [2.5]$$

A partir de estos 2 últimos parámetros se calcula el incremento de humedad como:

$$\Delta\theta = \phi - \theta_i = \phi - \theta_r - \theta_e \cdot S_e = \theta_e \cdot (1 - S_e) \quad [2.6]$$

También es conocida la propuesta de Philip (1957, 1969) que resuelve numéricamente la ecuación de Richards (1931) del movimiento de agua en suelos no saturados.

$$\text{Ecuación de Philip (1957): } f^* = K_s + 0.5 S t^{-1/2} \quad [2.7]$$

donde K_s es la conductividad hidráulica saturada del suelo, y S es la capacidad de absorción del suelo. Ambos son propiedades del suelo que se puede medir en el campo o en el laboratorio. También están tabulados para diferentes tipos de suelos. Sin embargo, en modelización de lluvia-escorrentía se suele recomendar utilizar parámetros medidos en ensayos de campo, lo cual resulta muy tedioso si hay que estimar muchos parámetros por lo que es habitual recurrir a modelos simplificados con 1 o 2 parámetros a estimar como son el modelo de Green-Ampt simplificado (1911), el de Philip (1957) y el Kostiakov (1932) con sólo dos parámetros cada uno de ellos.

2.2.3.2 Generación de escorrentía por exceso de saturación (Dunne)

En muchas regiones del mundo la permeabilidad de los suelos es más alta que la intensidad de las precipitaciones y sin embargo se genera escorrentía. Esto no puede ser explicado en términos del mecanismo de exceso de infiltración (hortoniano).

Este fenómeno impulsó a los hidrólogos a postular el mecanismo de exceso de saturación (o de exceso de almacenamiento). El punto crítico aquí deja de ser la intensidad de la precipitación o la capacidad de infiltración, siendo más importante la capacidad de almacenamiento de agua disponible en los suelos subyacentes.

En estos casos, en comparación con el mecanismo de exceso de infiltración, la topografía, el volumen de las precipitaciones y la profundidad a la que se encuentra lecho de roca y/o el agua son los factores que dominan el mecanismo de exceso de saturación.

La escorrentía generada en superficie por los dos mecanismos anteriores (exceso de infiltración y exceso de saturación) tiende a acumularse inicialmente sobre la superficie del suelo. Esta agua se acumula en las depresiones formando charcos. Cuando las depresiones se llenan, los charcos comienzan a desbordarse convirtiéndose en escorrentía. La escorrentía superficial se desplaza cuesta abajo, y se acumula en arroyos y barrancos, antes de acabar en los principales ríos y arroyos.

Sin embargo, en muchas cuencas este tipo de escorrentía superficial no es el componente único y/o dominante de la escorrentía. En muchas regiones existen condiciones suficientes para permitir que el flujo de agua a través de los suelos sea sustancial y suficientemente rápido como para contribuir a la escorrentía total. Esto es especialmente cierto en las cuencas escarpadas, y arboladas con suelos heterogéneos (capa superior del suelo permeable que está sustentada por roca o arcilla relativamente impermeable).

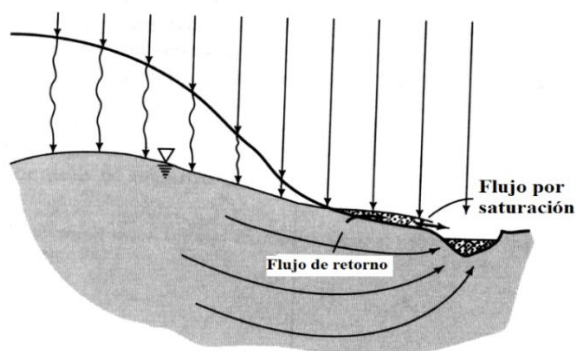


Figura 2.4. Influencia de la topografía en la generación de escorrentía.

La alta permeabilidad de los suelos (que suele verse reforzada por la presencia de macroporos como son los creados por raíces y pequeños seres vivos) combinada con la fuerte pendiente da lugar a grandes velocidades

de flujo a través de capa superior del suelo que pueden ser comparables a las velocidades del flujo superficial. Este flujo es conocido como flujo subsuperficial y depende de la permeabilidad de los suelos, la pendiente de la cuenca y el nivel de actividad biológica presente.

Es posible que dos o incluso los tres mecanismos de generación de escorrentía comentados hasta el momento se produzcan en la misma cuenca hidrográfica, al mismo tiempo, o en diferentes momentos, en el mismo lugar o en lugares diferentes. Los controles físicos en los diversos mecanismos de generación de escorrentía se ilustran bien en el siguiente diagrama, que se atribuye a Dunne (1978).

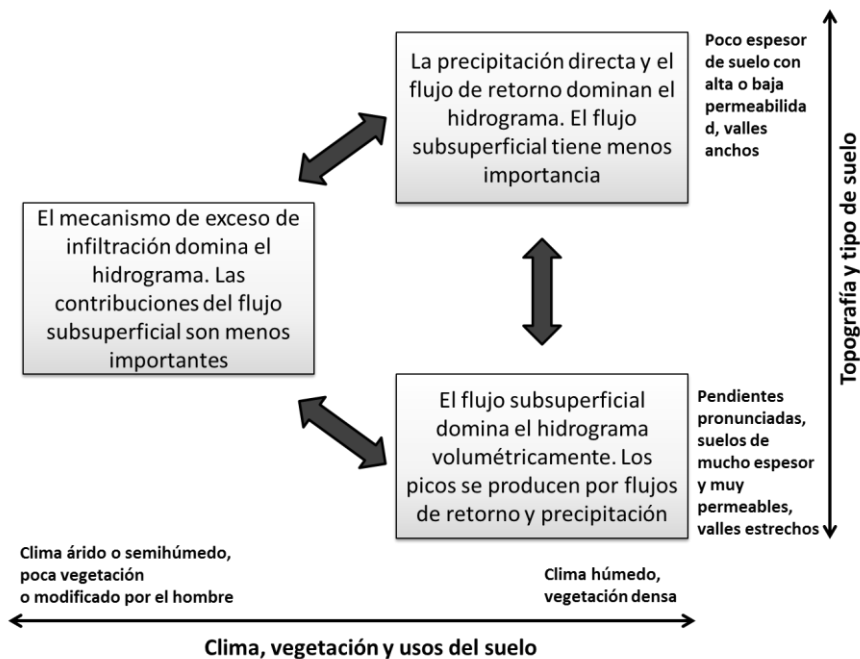


Figura 2.5. Efectos de las propiedades físicas de una zona en la generación de escorrentía (Dunne, 1978).

2.3 Modelos de transformación lluvia-escorrentía

2.3.1 Clasificación de los modelos numéricos de transformación lluvia-escorrentía

Beven (2001) define las tres partes principales de todo modelo de transformación lluvia-escorrentía (Figura 2.6): el modelo perceptivo (en el que se decide qué procesos se creen influyentes en la transformación lluvia-escorrentía), el modelo conceptual (simplificación matemática para definir dichos procesos) y el modelo procesal o procedural (forma de implementar esas simplificaciones en herramientas de cálculo).

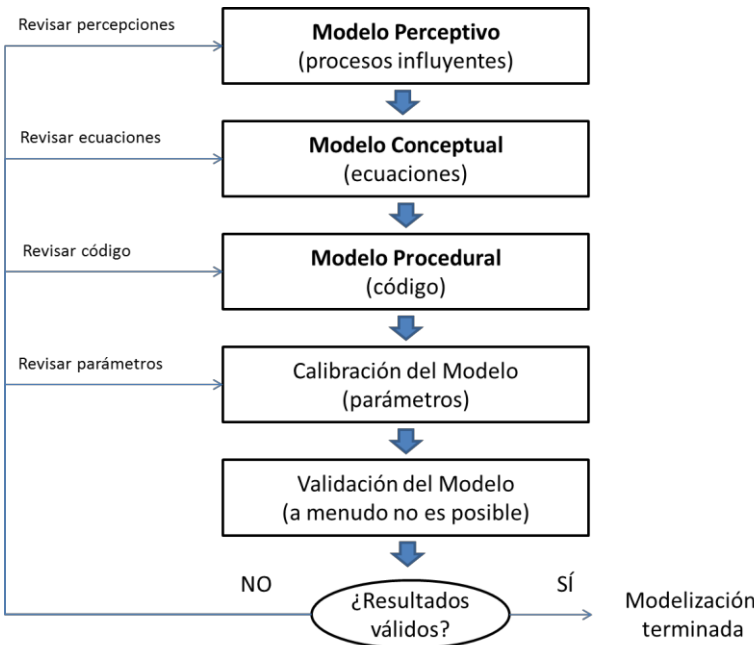


Figura 2.6. Esquema de los pasos de un proceso de modelización (Beven 2001).

En adelante, cuando se hable de tipologías de modelos hidrológicos (o de transformación de lluvia-escorrentía) se sobreentenderá que se está haciendo alusión a la clasificación de los modelos conceptuales. De acuerdo a esto hay muchas formas diferentes de clasificar los modelos hidrológicos (ver por ejemplo: Clarke 1973; O'Connell 1991; Wheater et al. 1993; Singh 1995). En este capítulo se plantea una primera clasificación que diferencia por un lado si los modelos son agregados o distribuidos, por otro si son modelos deterministas o estocásticos y finalmente si son unidimensionales, bidimensionales o tridimensionales.

Los modelos agregados tratan cada cuenca o subcuenca como una unidad individual, prediciendo variables de estado que representan valores medios sobre la cuenca. Los modelos distribuidos hacen predicciones distribuidas en el espacio, discretizando el área de la cuenca en un gran número de elementos o celdas de malla y resolviendo las ecuaciones de las variables de estado en cada uno de los elementos de la malla. Cada uno de los parámetros de cálculo debe de especificarse para cada una de las celdas de cálculo y las variables de estado se representan por valores medios en cada una de ellas. Hay una correspondencia general entre modelos agregados y los modelos de “*explicit soil moisture accounting*” (ESMA) de O'Connell (1991), y entre modelos distribuidos y modelos basados en procesos físicos. Aunque esta correspondencia no es siempre así, sobre todo desde que algunos modelos distribuidos utilizan componentes ESMA para representar diferentes subcuencas o partes del terreno como unidades de respuesta hidrológica (HRU), además de que incluso los modelos más distribuidos que existen en la actualidad usan variables y parámetros medios a escalas de malla o de elemento más que en la escala real de variación del proceso. Por tanto, son de alguna manera modelos agregados en la escala de la celda

(ver Beven 1989). Una metodología intermedia es la de los modelos que no realizan cálculos en la escala de celdas ni de subcuencas, sino para subáreas definidas en función de las características de la cuenca. Algunos autores hablan en este caso de modelos semi-distribuidos.

Una segunda clasificación es la que diferencia los modelos de tipo determinista o estocástico. Los modelos deterministas ofrecen una única solución para una simulación con una serie de datos de entrada y parámetros. Los modelos estocásticos permiten cierta incertidumbre en los resultados asociados a las incertidumbres en las variables de entrada, las condiciones de contorno o los parámetros del modelo. La gran mayoría de los modelos utilizados para calcular eventos de transformación lluvia-escurrentía son usados de manera determinista resolviendo ecuaciones físicas o empíricas que simulan los procesos que suceden en la cuenca. Aunque de nuevo la distinción no es siempre clara, ya que hay ejemplos de modelos deterministas que añaden un modelo estocástico del error y modelos que usan una función de distribución de la probabilidad de las variables, pero hacen predicciones de manera determinista. Una regla general puede ser que si los resultados del modelo están asociados con una varianza u otra medida de dispersión el modelo puede ser considerado estocástico; si los resultados son únicos para un momento determinado el modelo puede ser considerado determinista (a pesar de la naturaleza de los cálculos subyacentes).

La tercera clasificación se enmarca principalmente dentro de los modelos deterministas y distribuidos, y los divide en función del número de dimensiones en las que representan el dominio espacial y los procesos del flujo que en él se producen, de esta forma para cada problema en particular

un modelo uni-, bi- o tridimensional podría ser el más apropiado. En el caso particular de los flujos de escorrentía, a pesar de ser un flujo de carácter tridimensional, la componente horizontal del flujo es muy superior a la vertical y la anchura de los “cauces” es variable, por lo que asumir que el flujo es fuertemente bidimensional y utilizar un modelo 2D es, a priori, una simplificación apropiada. En la actualidad una modelización tridimensional a la escala de cuenca o incluso de cauce fluvial ($>1\text{km}$) supone, en general, inabordables costes computacionales. Entre los factores limitantes se encuentran las herramientas de cálculo actuales, la dificultad de definir con precisión la altura de lámina de agua, las turbulencias de gran magnitud y el flujo de transición entre “cauces” y orillas (Hunter et al., 2007). Además, en muchos casos los resultados obtenidos con un modelo bidimensional son suficientemente precisos, sobre todo si tenemos en cuenta que la calidad de los datos que se pueden obtener habitualmente para calibración y validación del modelo es limitada (Bates y De Roo, 2000; Cea et al., 2010ab; Werner et al., 2013). Por otro lado, los modelos unidimensionales son muy eficientes computacionalmente pero sus resultados pierden significado físico cuando son aplicados a flujos con fuerte carácter bidimensional (escorrentía urbana, llanuras de inundación...) debido a su incapacidad para simular la propagación lateral del flujo y a la discretización del espacio como una sección transversal en vez de discretizarla como una superficie. Estas limitaciones son superadas con los modelos bidimensionales y, en respuesta, se han desarrollado nuevos esquemas 2D cada vez más eficientes. Se pueden distinguir principalmente dos grandes grupos de modelos bidimensionales, los que resuelven las ecuaciones completas de Saint-Venant 2D (también llamadas ecuaciones de onda dinámica 2D) (a partir de Chow y Ben-Zvi, 1973) o los

que resuelven aproximaciones simplificadas en las que se desprecian en el modelo algunos o todos los términos de inercia, como por ejemplo los de onda difusiva y onda cinemática (a partir de Zanobetti et al., 1968).

Estas son tres de las divisiones principales de modelos de cálculo de la transformación lluvia-escorrentía: agregados o distribuidos; deterministas o estocásticos; unidimensionales, bidimensionales o tridimensionales. Dentro de cada clase hay un amplio rango de estructuras del modelo, la elección de uno u otro tipo dependerá principalmente del grado de precisión requerido, de los costes computacionales que se puedan asumir, de los datos de entrada disponibles y de los fenómenos que se quieran modelizar.

Atendiendo a todas estas clasificaciones, el modelo numérico utilizado en esta tesis es un modelo distribuido, determinista y bidimensional, que resuelve las ecuaciones completas de Saint Venant 2D (onda dinámica) en una malla espacial, mediante el método de volúmenes finitos (ver Capítulo 3).

La aplicación de modelos bidimensionales a cálculos hidrológicos de transformación lluvia-escorrentía es todavía reciente. La aplicación más habitual hasta la fecha de este tipo de modelos sigue siendo a cálculos en llanuras de inundación u otro tipo de casos de hidráulica fluvial y costera, donde los calados son mayores, los componentes hidrológicos despreciables y los cálculos más estables. Por otro lado, la utilización de modelos 2D en cálculos de escorrentía suele recurrir a las simplificaciones de onda difusiva u onda cinemática siendo los estudios que utilizan las ecuaciones completas de Saint Venant 2D todavía más limitados hasta la fecha (ver apartado 2.4.4), debido a las mayores dificultades que puede

conllevar en cuanto a coste computacional/tiempos de cálculo, inestabilidades numéricas y calibración del modelo

La aplicación, calibración y validación con datos experimentales de un modelo Saint Venant 2D a cálculos hidrológicos en diferentes tipos de cuencas (tanto de laboratorio como reales) y bajo diferentes metodologías de representación de zonas urbanas, así como su sensibilidad a los diferentes parámetros físicos y a la distribución espacial de la precipitación, son el objeto de estudio de esta tesis.

2.3.2 Evolución de los modelos de transformación lluvia-escorrentía

Antes de la proliferación de herramientas informáticas y modelos numéricos de cálculo, se utilizaban otro tipo de metodologías para la estimación de los caudales generados durante un evento de lluvia. En este apartado se hace una breve revisión de la evolución que han sufrido los métodos utilizados en el cálculo de la transformación lluvia-escorrentía. Estos métodos abarcan desde fórmulas empíricas sencillas y otras transformaciones temporales más o menos complejas (que solamente predicen el hidrograma de salida de la cuenca) a modelos numéricos de mayor complejidad.

2.3.2.1 Formulaciones algebraicas

En el caso particular de cálculo de caudales punta de avenida una forma sencilla y rápida de obtener una primera aproximación a este valor es la aplicación de formulaciones algebraicas (Nanía y Gómez-Valentín, 2004). Son fórmulas sencillas que estiman el caudal de avenida asociado un

periodo de retorno determinado. En las más simples el caudal sólo es función del área de la cuenca, mientras que en otras se consideran además la intensidad de precipitación asociada al periodo de retorno considerado o las características climáticas de la región de estudio. Se basan en datos empíricos y sólo son válidas para obtener un valor de referencia u orden de magnitud del caudal de avenida.

- *Método Racional*

Este método hidrometeorológico fue diseñado por T.J. Mulvaney y publicado en 1851 para calcular el caudal máximo de avenida en cuencas pequeñas (tiempo de concentración bajo) y para una duración de la precipitación mayor que el tiempo de concentración de la cuenca. Constituye el punto de partida de las metodologías que se definieron a posteriori. Admite que la única componente de la precipitación que interviene en la generación de caudales máximos es la escorrentía superficial. Consiste en una única ecuación que calcula el caudal punta en función de la intensidad de precipitación, del área de la cuenca y el coeficiente de escorrentía de la misma.

$$Q_p = CA_c I \quad [2.8]$$

Las variables de entrada son el área de la cuenca A_c , I la intensidad media máxima de precipitación de un evento (de duración mayor que el tiempo de concentración de la cuenca) y/o de un periodo de retorno determinado y un coeficiente empírico C , conocido como el coeficiente de escorrentía medio. Este modelo refleja la forma en que la escorrentía aumenta con el área de la cuenca y la precipitación de una forma racional, de ahí su nombre. De hecho, variaciones de la ecuación [2.8] han sido publicadas por

gran variedad de autores que se basaron en diferentes series de datos empíricos (para un resumen ver Dooge 1959), y muchas de ellas (por ejemplo Témez 1991 o Hromadka y Whitley 1994) siguen en uso en la actualidad, sobre todo para obtener una primera aproximación en el orden de magnitud de un caudal de avenida.

- *Caudal en función del área de la cuenca*

Estas fórmulas son las más simples. En ellas se calcula el caudal Q_T (m^3/s) en función del área de la cuenca A_c (km^2) para un periodo de retorno T (años) determinado. Destacan entre ellas por ser las más conocidas y utilizadas las formulaciones de Zapata, Quijano, Gete-Oncins, Fuller, Santi y del CEDEX (Tabla 2.1).

Tabla 2.1. Fórmulas empíricas para el cálculo de caudales de avenida (m^3/s) en función del área de la cuenca A_c (km^2) y del periodo de retorno T (años).

	$T=100$	$T=500$	$T=1000$
SANTI	$Q_{100} = 35 \cdot A_c^{0.5}$	$Q_{500} = 50 \cdot A_c^{0.5}$	
ZAPATA	$Q_{100} = 21 A_c^{0.6}$	-	$Q_{100} = 28 A_c^{0.6}$
QUIJANO	$Q_{100} = 17 A_c^{0.666}$	-	
GETE-ONCINS		$Q_T = (4 + 16 \log_{10} T) \cdot A_c^{0.5}$	
FULLER		$Q_T = \bar{Q} \cdot (1 + 0.8 \log_{10} T)$	
CEDEX(1979)		$Q_T = Q_{ESP} \cdot A_c$	

En la Tabla 2.1 \bar{Q} (m^3/s) es la media de los caudales diarios de cada año y Q_{ESP} es el caudal específico en función del área de la cuenca ($\text{m}^3/\text{s} \cdot \text{km}^2$) y

está tabulado en el ábaco del CEDEX para la estimación del caudal específico (Plan hidrológico Norte I, 1998)

- *Caudal en función del área de la cuenca y de las características climáticas*

Francou y Rodier (1967) de los Servicios Hidrológicos de la Electricité de Francia, examinaron alrededor de 1200 registros de caudales máximos de un gran número de regiones del mundo. En su estudio notaron que, cuando estos valores se representan gráficamente frente a las áreas de las cuencas en escala logarítmica, la envolvente de las curvas para regiones homogéneas podría ser aproximadas mediante líneas rectas que convergen hacia un único punto de coordenadas $A_o=108 \text{ km}^2$ y $Q_o=106 \text{ m}^3/\text{s}$. Esta familia de curvas se describe mediante la siguiente fórmula:

$$\frac{Q}{Q_o} = \left(\frac{A_c}{A_o} \right)^{1-0.1k} \quad [2.9]$$

en donde A_o es la superficie total de la Tierra que experimenta precipitación, incluyendo los lagos y excluyendo las zonas desérticas y heladas ($\approx 108 \text{ km}^2$), Q es la envolvente mundial de los caudales máximos instantáneos (m^3/s), Q_o es la aportación anual de los ríos que drenan la superficie A_o ($106 \text{ m}^3/\text{s}$), k es un coeficiente que varía en el mundo entre 1 y 6, en función de las características climáticas de la región considerada y A_c es el área de la cuenca de estudio en km^2 .

2.3.2.2 Coeficientes de escorrentía y transformaciones temporales

Los métodos revisados en los apartados anteriores son métodos que permiten calcular el caudal punta de escorrentía para un evento de

precipitación determinado y muchos de ellos son únicamente válidos para el cálculo de caudales extremos, asociados a un período de retorno determinado. En este apartado los modelos revisados estiman no sólo el caudal punta del evento sino el hidrograma de caudales completo la salida de la cuenca.

La esencia de los primeros intentos de modelizar hidrogramas, que se retoma en la segunda década del siglo XX, fue la diferenciación de dos tipos de procesos: el que determina cuánta de la lluvia pasa a formar parte del hidrograma de tormenta (volumen de escorrentía generado) y el que tiene en cuenta como se distribuye esa escorrentía en el tiempo para definir la forma del mismo (tránsito de hidrogramas)

Dentro de esta tipología de modelos destacan los conocidos como Hidrograma Unitario y sus variantes (tránsito de hidrogramas) y el método del número de curva del SCS, del Departamento de Agricultura de E.E.U.U. (1986) (volumen de escorrentía generado).

Un hidrograma unitario es un hidrograma ($Q = f(t)$) resultante de una escorrentía correspondiente a un volumen unitario (1 cm, mm, pulgada... de lluvia por la cuenca) proveniente de una lluvia con una determinada duración y determinadas características de distribución en la cuenca hidrográfica. El método del Hidrograma Unitario admite que los hidrogramas de lluvias semejantes en duración y distribución presentarán el mismo tiempo base, y valores de caudales proporcionales al volumen de lluvia.

Por otra parte, el método de número de curva del SCS es un método empírico utilizado en hidrología para predecir escorrentía o infiltración a

partir de datos de precipitación. La esorrentía se define en función de un número de curva determinado, parámetro empírico tabulado por el USDA Natural Resources Conservation Service y que se relaciona con el tipo de suelo, la capacidad de infiltración del suelo, los usos del suelo y la profundidad de la capa freática.

A medida que se fue ganando experiencia en la aplicación de estos dos métodos fueron apareciendo dificultades tanto en el proceso de calibración como en el de predicción. En general las primeras aplicaciones de estos métodos asumían que toda la esorrentía estaba generada por un mecanismo de exceso de infiltración (ver apartado 2.3). Esto generalmente no es cierto, sin embargo, este tipo de métodos continúan teniendo utilidad en la actualidad (a pesar de las dificultades en la separación del hidrograma y la lluvia) porque en muchos casos tienen una funcionalidad suficiente para realizar predicciones aproximadas de caudales a la escala de cuenca.

2.3.2.3 Modelos numéricos

En la década de 1960 los ordenadores digitales comenzaron a ser más utilizados y accesibles, aunque su acceso era todavía escaso y eran muy lentos comparados con los estándares actuales. El tipo de programas que podían ejecutarse por entonces eran limitados en tamaño y complejidad. Sin embargo, durante este periodo hubo una expansión muy rápida en el número de modelos hidrológicos disponibles. La mayoría de ellos tenían una estructura similar: un conjunto de elementos de almacenaje que representaban los diferentes procesos que consideraban influyentes en la respuesta de la cuenca, con funciones matemáticas para describir los flujos entre elementos. Modelos de este tipo, llamados ESMA (explicit soil

moisture accounting) por O'Connell (1991), variaban en el número de elementos y parámetros requeridos. La mayoría de estos modelos tenían un número suficiente de elementos y flexibilidad como para, después de algunas calibraciones, reproducir un ajuste razonable del hidrograma de caudales a la salida de la cuenca. Por lo que, con cierta calibración, incluso modelos sencillos basados en elementos de almacenaje pueden realizar buenas predicciones de hidrogramas y/o de déficit de humedad en el suelo. Estos modelos son los “padres” de los modelos agregados actuales.

Las herramientas de cálculo continúan aumentando cada día su capacidad y rendimiento. Como resultado de esto, no hay ninguna duda de que los modelos hidrológicos distribuidos son y serán cada vez más detallados, complejos y con mayor integración en sistemas de información geográfica tanto para la adquisición de datos como para la visualización de los resultados (ver, por ejemplo, Refsgaard y Storm 1995) En cualquier caso todavía hay una cuestión por resolver en cuanto a la idoneidad (en cuanto calidad y eficiencia) de la aplicación de cada tipo de modelo dependiendo de los objetivos buscados, las características de la cuenca y de los datos disponibles. Por ejemplo, para el caso particular del cálculo de hidrogramas de caudales a la salida de la cuenca, Smith et al. (2004) observó mejoras en la eficiencia de cálculo usando un modelo distribuido en la cuenca Blue de 795 km² cuando la variabilidad espacial de la precipitación es incluida en el modelo. Mientras que la utilización de un modelo agregado usando una precipitación promediada en toda la cuenca fue apropiada para modelizar el hidrograma de caudales de salida de la cuenca Watts de 1645 km². Este análisis es válido en este estudio de caudales a la salida de la cuenca, pero obtener resultados en toda la superficie de escorrentía requiera la utilización de un modelo distribuido.

Por otra parte, pasar de la estructura de un modelo agregado a un modelo distribuido suele aumentar significativamente el número de parámetros cuyo valor debe estimarse. En la literatura hay un pequeño espacio (aunque creciente) dedicado al estudio de esquemas para la estimación de parámetros (por ejemplo, Beven y Binley, 1992; feBoyle et al, 2001; Anderson et al, 2001; Eckhardt et al, 2005), específicamente adaptados a los modelos distribuidos. La estimación de estos parámetros a través de métodos de calibración es difícil debido a la falta de datos de campo definidos espacialmente. Además, si todos los parámetros de un modelo distribuido pueden variar libremente durante el proceso de calibración el modelo está excesivamente “sobreparametrizado” (Beven, 1996) y, por tanto, la credibilidad de las predicciones del modelo puede ser limitada.

Andersen et al. (2001) encontraron que la calibración con datos de una estación de aforo y la evaluación con ocho estaciones más, expone deficiencias en la calibración de algunos de los afluentes aguas arriba, especialmente en las zonas semi-áridas de la cuenca del río. Comprobaron que la calibración adicional con otras estaciones de aforo mejora los ajustes para las diferentes sub-cuencas. Boyle et al. (2001) estudiaron la mejora de los resultados del modelo asociado con varios niveles de representación espacial de los datos de entrada (precipitación), componentes estructurales (humedad del suelo y caudal en el cauce), y características de la superficie (parámetros). Se aplicaron una serie de versiones agrupadas y semi-distribuidas del modelo Sacramento Soil Moisture Accounting Model (SAC-SMA) del Sistema de Pronóstico de Ríos del Servicio Nacional de Meteorología de E.E.U.U. (NWSRFS) en la cuenca del río Blue River (Canadá). Cada modelo fue diseñado para separar los efectos de los diferentes niveles de representación espacial en términos de determinados

comportamientos de las cuencas hidrográficas. Se utilizó un enfoque multicriterio para la calibración y validación de su modelo y se encontró que el modelo semi-distribuido proporciona importantes mejoras de rendimiento sobre el modelo agregado. Sin embargo, hay un límite en las mejoras de rendimiento asociadas con el aumento de la representación de la variabilidad espacial de las características hidrológicas. Las principales mejoras se obtuvieron al mejorar la representación espacial de la precipitación (entradas) y los componentes estructurales (humedad del suelo). Su trabajo no muestra una mejora muy relacionada a la representación espacial de las propiedades del suelo (parámetros del modelo). Boyle et al. (2001) declaró que la variación espacial de la información hidrológica contribuye principalmente a mejorar la simulación de los picos de flujo y las recesiones rápidas, mientras que este tipo de enfoque de modelización (semi-distribuido) no dio lugar a ninguna mejora en la representación del flujo base. El limitado número de estudios a este respecto sugiere que el uso de parámetros 'distribuidos' no siempre mejora los resultados a la salida de la cuenca, sobre todo si no hay datos internos de escorrentía disponibles para calibración.

Algunos autores han intentado establecer una estrategia de calibración para estimar parámetros distribuidos. Es el caso de a cuyos resultados de calibración demuestran que pasar de un modelo agregado a una estructura semi-distribuida imponiendo datos promediados sobre cada subcuenca mejora los resultados de la simulación.

En esencia, la aplicación de cualquiera de los tipos de modelos hidrológicos existentes dependerá del tipo de datos de los que se disponga y del tipo de resultados buscados. Modelos más simples, paramétricamente hablando,

podrían seguir siendo competitivos para ciertos tipos de cálculos. En cualquier caso, la evaluación de zonas inundables, la representación de cauces, y el estudio de velocidades y calados en toda la superficie de la cuenca solo es abordable con modelos distribuidos. Algunos autores (ver Beven 2001) defendían que los modelos distribuidos siempre serían aplicados a pequeña escala, cuando se quiera conocer el desarrollo del flujo en la zona en detalle, y que modelos como los agregados seguirían siendo los que se utilicen a escala de cuenca. En la actualidad muchos autores, incluso en la práctica comercial, apuestan por los modelos distribuidos como método para obtener resultados precisos no sólo a pequeña escala sino también a escala de cuenca, obteniendo además del hidrograma de salida resultados espaciales en toda la cuenca (por ejemplo Andersen et al. 2001). Dentro de estos, la aplicación de modelos Saint Venant 2D sigue siendo la menos estudiada.

2.4 Aplicación de modelos distribuidos al cálculo de transformación lluvia-escorrentía

En este apartado se hace un repaso a algunas aplicaciones de modelos distribuidos 2D a procesos hidrológicos. Se comienza con un resumen de las ideas principales en cuanto a tipos de ecuaciones y esquemas numéricos, condiciones de contorno, parámetros más influyentes y calibración de los mismos. Para terminar con una revisión de aplicaciones recientes más relevantes con modelos Saint Venant 2D.

Este tipo de modelos se utiliza fundamentalmente en la evaluación de zonas inundables, ingeniería fluvial a pequeña escala (tramos de ríos), simulación

de rotura de presas y para el cálculo del flujo de marea en rías y estuarios. La aplicación de modelos distribuidos de aguas someras al cálculo de la transformación de lluvia en escorrentía en cuencas hidrográficas completas es más incipiente, y muy escasa en el caso particular de la utilización de las ecuaciones completas de Saint Venant 2D.

2.4.1 Principales ecuaciones y esquemas numéricos

Actualmente sigue siendo habitual no utilizar las ecuaciones completas de Saint-Venant bidimensionales y asumir simplificaciones que desprecian diferentes términos de la ecuación de conservación de la cantidad de movimiento. Para mayor claridad consideraremos el impacto de estas simplificaciones en términos de un análisis dimensional de las ecuaciones unidimensionales de Saint-Venant (Hunter et al., 2007):

$$\underbrace{\frac{\partial u}{\partial t}}_{(i)} + u \underbrace{\frac{\partial u}{\partial x}}_{(ii)} + g \left(\underbrace{\frac{\partial h}{\partial x}}_{(iii)} + \underbrace{S_f}_{(iv)} - \underbrace{S_0}_{(v)} \right) = 0 \quad [2.10]$$

La propagación del flujo se controla por el balance entre varias fuerzas incluídas en la ecuación de movimiento. En la ecuación [2.10], *(i)* representa el término de inercia local (o aceleración), *(ii)* representa el término de inercia advectiva, *(iii)* representa el término de presión diferencial y *(iv)* y *(v)* representan la fricción y la pendiente del fondo respectivamente. Dependiendo de cuáles de estos términos se desprecien frente a los otros tendremos diferentes tipos de modelos.

La solución de la onda cinemática es una solución simplificada de las ecuaciones que asume que los términos *(i)*, *(ii)* y *(iii)* son despreciables (la

aceleración, la aceleración convectiva y la presión). Es decir, la ecuación de conservación de la cantidad de movimiento se reduce a $S_o = Sf$.

En el modelo de onda difusiva, el término de presión se añade a lo anterior, lo que significa que el flujo está influenciado por el gradiente de calado, así como por la pendiente del fondo y la fricción. Por último, el modelo de onda dinámica incluye todos los términos.

De esta forma las ecuaciones de onda cinemática, difusiva y dinámica son, en ese orden, progresivamente más complejas y con mayor fundamento físico en la modelización de flujos poco profundos.

La elección de los métodos de onda cinemática y difusiva es la más habitual en los últimos años, con la intención de reducir costes computacionales y tiempo de ejecución. Además, los modelos de onda dinámica estaban asociados con problemas de estabilidad numérica y convergencia por lo que es habitual recurrir a sus simplificaciones (Hunter et al. 2007). Sin embargo, los últimos avances en modelización numérica han tenido como consecuencia nuevos esquemas numéricos que permiten modelar el flujo sobre topografías complejas, incluso para calados muy pequeños y con presencia de zonas secas. Estos avances, junto con la mejora de rendimiento en las herramientas de cálculo hacen que la resolución completa de las ecuaciones de Saint-Venant 2D (Cea et al. 2010ab, Cea et Blade, 2015) sea cada vez más competitiva a pesar de ser tradicionalmente asociada a problemas de inestabilidad y convergencia (Woolhiser y Liggett, 1967), superados en la actualidad (ver por ejemplo Cea et al. 2006).

Además de las ecuaciones de conservación de la cantidad de movimiento, la otra ecuación que rige el movimiento del agua es la de continuidad. Esta

ecuación (o ley de la conservación de la masa) relaciona el cambio de volumen de agua en cada celda de cálculo, con el flujo que entra y el que sale en esa celda en cada paso de tiempo:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial h q_x}{\partial x} + \frac{\partial h q_y}{\partial y} = R - I \quad [2.11]$$

donde h es el calado, q_x y q_y son las componentes espaciales del caudal y R representa a los términos fuente de agua (precipitación) e I a los términos sumidero (infiltración).

Una de las principales dificultades numéricas de la aplicación de modelos de aguas someras en procesos de lluvia-escorrentía son las inestabilidades que produce la presencia de frentes seco-mojado, el bajísimo espesor de las láminas de agua (en muchas regiones de la superficie el calado es del orden de milímetros o centímetros) y las altas tensiones debidas a la fricción de fondo, que deben de ser calculadas. Todos estos procesos pueden causar problemas de inestabilidad numérica y falta de precisión si los esquemas numéricos utilizados para resolver las ecuaciones de aguas someras no son estables y precisos. Otra propiedad deseable del sistema numérico es la conservación de la masa, lo que significa que durante el cálculo el agua no se pierda o se gane. Aunque esto puede parecer obvio, no todos los esquemas numéricos garantizan la conservación de la masa, sobre todo en la presencia de los inestables frentes seco-mojado con calados de agua muy pequeños, como es el caso en las aplicaciones estudiadas en esta tesis. Cuando se trabaja con sistemas numéricos que no son suficientemente estables ante la presencia de frentes seco-mojado, algunos autores han optado por asumir que inicialmente existe una lámina muy fina de agua sobre la superficie de la cuenca (calados del orden de décimas de

milímetro), aunque Akan y Yen (1981) han demostrado que el efecto de esta lámina de agua es despreciable y otros muchos autores han utilizado esta aproximación (Ligget y Woolhiser, 1967; Chow y Ben-Zvi, 1973; Zhang y Cundy, 1989; Tayfur et al.1993; Yan y Kahawita, 2000). En aplicaciones hidrológicas con eventos de varios días de duración la cuenca puede volver a secarse en pasos intermedios del cálculo, por lo que asumir un espesor de lámina de agua inicial no evita que existan problemas de cálculo posteriores. Un modelo numérico robusto, preciso y estable ante frentes seco-mojado es siempre deseable.

Las ecuaciones de continuidad y conservación de la cantidad de movimiento (en sus versiones simplificadas) tienen pocas soluciones exactas, pero con unas condiciones de contorno e iniciales apropiadas pueden resolverse usando técnicas numéricas estándar para obtener predicciones de caudales y calado en cualquier punto del dominio en un momento dado. Hay muchas maneras de hacer esto en cálculos hidrodinámicos. Los métodos numéricos más utilizados son los de elementos finitos (Zienkiewicz y Cheung, 1965), diferencias finitas (Smith 1978) y volúmenes finitos (Hirsch, 1988).

En cuanto a la discretización espacial los modelos distribuidos bidimensionales suelen discretizarse de dos formas: mallas numéricas estructuradas (con celdas cuadradas idénticas) y mallas numéricas desestructuradas (con celdas triangulares de diferentes tamaños). En la representación de topografías complejas las mallas triangulares desestructuradas son más apropiadas para una correcta representación del dominio espacial (por ejemplo, Anselmo et al.1996; Di Giammarco et

al.1996) a expensas de reducir la simplicidad del algoritmo y la velocidad (Hromadka et al.1985; Sen 2004).

2.4.2 Parámetros y condiciones de contorno habituales

La aplicación de un modelo hidrodinámico 2D a cálculos de transformación lluvia-esorrentía requiere, además de la definición de los procesos físicos que gobiernan el suceso: precipitación, infiltración, etc. (Apartado 2.3) la especificación de los parámetros del modelo y las condiciones de contorno que definan correctamente las características de la cuenca a modelizar.

2.4.2.1 Topografía

La definición de la topografía de la zona es una tarea compleja. Cuanto mayor sea el grado de detalle y la precisión que se busca en los resultados mayor dificultad.

La velocidad del agua, el calado y otras variables hidráulicas pueden ser muy variables para pequeños cambios topográficos y, por tanto, son muy sensibles a la parametrización del terreno en modelos que se basan en la topografía (Willson et al. 2005). En consecuencia, pequeños errores en la cota del fondo introducida podrían llevar a importantes errores, especialmente en el cálculo de llanuras de inundación donde su extensión lateral podría cambiar completamente.

Hasta finales de los 80, los datos topográficos solo podían ser adquiridos en estudios de campo por fotogrametría. Métodos caros y tediosos para implementar en la escala de una cuenca o el cauce de un río. Posteriormente la única alternativa para obtener datos de campo para un estudio en

concreto era recurrir a datos topográficos incluidos en suministros nacionales de mapas. Esto seguía teniendo poca precisión y poca resolución espacial cuando se calculaba el flujo en llanuras de inundación (Bates et al. 1992). En los últimos años, las técnicas más recientes en teledetección como la altimetría láser aerotransportada o LIDAR (por ejemplo, Marks y Bates, 2000) o radar interferométrico de apertura sintética (por ejemplo, Smith, 2002) han superado de largo la problemática de precisión topográfica en cuencas hidrográficas (por ejemplo, Cobby et al. 2003).

La tecnología LIDAR permite determinar la distancia desde un emisor láser a un objeto o superficie utilizando un haz de láser pulsado. De forma similar la tecnología radar, utiliza ondas de radio en vez de láser, la distancia al objeto se determina midiendo el tiempo de retraso entre la emisión del pulso y su detección a través de la señal reflejada. Existen en la actualidad programas informáticos que permiten la lectura de los registros proporcionados por la tecnología LIDAR y la implementación de los mismos como datos de entrada en la resolución de modelos numéricos de aguas poco profundas (Cobby et. al., 2003). En la actualidad en España sigue siendo limitada la disponibilidad de este tipo de datos.

Una vez se tiene la topografía de la zona de estudio definida es necesario proporcionársela como dato de entrada al modelo numérico que se esté utilizando. Para ello se realiza una discretización del área de estudio mediante mallas regulares (como pueden ser un Raster) o mallas de elementos triangulares (TIN) u otro tipo mallas de elementos irregulares. Por tanto, a menor tamaño de las celdas mayor precisión de la topografía y de los resultados, pero también mayor número de elementos y mayor tiempo de cálculo. A la hora de definir la malla el objetivo que se persigue

es la búsqueda de un tamaño que permita una precisión adecuada a la vez que un cálculo computacionalmente eficiente.

Un caso particular en la definición de la topografía es la definición de edificios, obstáculos y otro tipo de entramados urbanos. Aunque una definición bastante precisa de estos entramados puede obtenerse a través de datos LIDAR, en la práctica la correcta implementación de estos datos en las mallas de cálculo suele ser compleja. Algunas de las formas más habituales de abordar la inclusión del efecto de este tipo de obstáculos particulares de hidrología urbana se revisan en el apartado 2.4.3.

2.4.2.2 Rugosidad del lecho

Los modelos hidrodinámicos también requieren como dato de entrada la especificación de la rugosidad del lecho que, en teoría, puede ser definida de manera individual para cada celda de cálculo. Numéricamente suele definirse mediante un parámetro (Manning, Keulegan, Darcy Weisbach...) que la caracteriza según el tipo de suelo.

Aunque teóricamente estos valores pueden definirse en campo con un alto grado de precisión (Chow, 1959; Acrement y Schneider, 1984), se ha probado que es muy difícil demostrar que ese tipo de datos “físicos” sean capaces de realizar predicciones precisas en cálculos sencillos con este tipo de modelos (Beven 1989). Esto es porque en modelización hidrodinámica, y especialmente en modelización de escorrentía superficial en grandes áreas, estos coeficientes pierden su sentido físico (relación tipo de suelo – valor del parámetro) convirtiéndose en un valor que intenta englobar las múltiples particularidades que se dan en la superficie de cada una de las celdas de la malla (irregularidades, obstáculos no definidos en la malla de

cálculo, etc.). Normalmente las diferentes zonas de una cuenca tienen superficies muy diferentes que abarcan desde el lecho del río (por lo general carente de vegetación) hasta las llanuras colindantes con una vegetación más o menos variable. Estas heterogeneidades implican que en la realidad, existan pérdidas no contempladas en los cálculos que suelen tener como consecuencia la necesidad de incrementar el valor del coeficiente de fricción de fondo.

El tratamiento de estas pérdidas varía de un modelo a otro según sus dimensiones y las diferentes representaciones de los procesos que consideren (ver Lane and Hardy (2002) para un análisis completo). Modelos conceptuales simplificados como LISFLOOD-FP (Bates y De Roo, 2000), contienen parámetros “efectivos” que están relacionados con procesos hidráulicos agregados que no pueden, en general, ser determinados a partir de las características físicas del cauce en consideración. En modelos con mayor consistencia física como son Iber (Bladé et al. 2014) TELEMAC-2D (Hervouet y Van Haren, 1996) o TUFLOW (Syme, 1991), los parámetros pueden ser, en principio, más fáciles de obtener a partir de datos de campo.

Por otra parte, los bajos calados que se producen habitualmente en las transformaciones lluvia-escurrentía (del orden de mm o cm) en relación a los que se producen en ríos (metros) establecen un nuevo problema en la estimación de los coeficientes de rugosidad (Fraga et al. 2013).

En la práctica la predeterminación de los parámetros del modelo de forma precisa en cada celda de cálculo es también difícil debido a los problemas de escala. Es decir, diferencias entre la escala en la que se han medido los

datos, la escala de los elementos de la malla y la escala en la que se describen los procesos básicos de los algoritmos, así como las limitaciones experimentales son difíciles de determinar a priori (Beven 2006).

Por todo lo anterior los parámetros de fricción de fondo en la aplicación de modelos distribuidos a cálculos de transformación lluvia-escurrimiento, suelen estimarse mediante calibración.

2.4.2.3 Condiciones de contorno

En un problema bidimensional es necesario distinguir entre dos tipos de contornos: abiertos y cerrados. Los contornos cerrados, también llamados contornos de tipo pared, son impermeables, no permitiendo el paso del fluido a través de ellos. Además, la presencia del contorno tipo pared genera una fuerza de rozamiento lateral en el fluido, de manera similar a la fricción ejercida por el rozamiento del fondo. Condiciones de contorno de tipo pared habituales en modelos 2D son: condiciones de deslizamiento (tensión tangencial nula), funciones de pared o condiciones de no deslizamiento.

En general en ingeniería hidráulica, y especialmente en ingeniería fluvial, la superficie de contacto con los contornos laterales es mucho menor que la superficie de contacto con el fondo debido a la separación entre escalas horizontal y vertical, por lo que la fuerza de rozamiento en los contornos de pared se puede despreciar.

En este caso se impondría una condición de deslizamiento libre en los contornos cerrados. En problemas en los que la dimensión horizontal y vertical son similares (canales de sección muy estrecha) esta fuerza de

rozamiento puede tener cierta importancia en el desarrollo del flujo, aunque en general la influencia es pequeña.

En cualquier caso, si se quiere tener en cuenta el efecto del rozamiento lateral se puede introducir una condición de contorno tipo fricción, que consiste en imponer una fuerza tangencial en dirección opuesta al flujo en el contorno. Existen varias maneras de evaluar e implementar dicha fuerza. Una forma sencilla consiste en mayorar de manera artificial el coeficiente de Manning en las zonas pegadas a las paredes, de forma que aumente el rozamiento total en dichas zonas, mediante la siguiente expresión:

$$n_{pared} = \left(1 + \frac{h}{\Delta x}\right)^{2/3} n \quad [2.12]$$

en donde n es el coeficiente de Manning, n_{pared} es el coeficiente de Manning mayorado, y Δx es la anchura de la zona influenciada por el rozamiento de la pared.

En los contornos abiertos se pueden imponer diferentes tipos de condiciones de contorno. Para que las ecuaciones de aguas someras bidimensionales estén bien planteadas desde el punto de vista matemático, el número de condiciones a imponer en los contornos abiertos depende de si se trata de un contorno de entrada o de salida de flujo, así como del tipo de régimen en el contorno (rápido/lento). Se demuestra matemáticamente que para que el problema esté bien planteado el número de condiciones de contorno a imponer en cada caso es el que se muestra en la Tabla 2.2.

Tipo de contorno	Régimen	Número de condiciones
Contorno	Supercrítico	3
Entrada	Subcrítico	2
Contorno	Subcrítico	1
Salida	Supercrítico	0

Tabla 2.2. Número de condiciones a imponer en contornos abiertos

Siempre que sea posible las condiciones de contorno del flujo deben de ser asignadas usando datos hidrométricos cuantitativos medidos en campo, como los que se pueden obtener de algunas instituciones públicas. Sin embargo, a pesar de la gran cobertura de redes monitorizadas en la mayoría de los países europeos y la relativa accesibilidad de los mismos hay que tener en cuenta que la medición de caudales es susceptible de transmitir errores o fallos (Sauer y Meyer, 1992). En muchos casos los datos de caudales disponibles se obtienen a partir de curvas de gasto que convierten datos de calados en caudal. La incertidumbre de este tipo de curvas está muy estudiada (Pelletier, 1988) y los errores en los caudales pueden ser significativos, de hasta un 20% en llanuras de inundación.

Las condiciones concretas a imponer pueden ser calado, módulo de la velocidad o dirección del flujo. En el caso de la modelización de escorrentía a la salida de la cuenca es habitual imponer el calado, o nivel de la superficie libre. Si la modelización del evento no se realiza sobre la cuenca entera y es necesario tener en cuenta el aporte de algún cauce externo, en este caso estas condiciones de contorno de entrada pueden definirse como un módulo de la velocidad y la dirección del flujo. También es habitual

introducir aguas arriba el caudal total de entrada (m^3/s) en vez del módulo de la velocidad. En dicho caso, a falta de datos más precisos se suele realizar una distribución del caudal unitario (m^2/s) en el contorno de entrada, según la siguiente expresión:

$$q_n = \frac{h^{5/3}}{\int h^{5/3} dy} \quad [2.13]$$

en donde q_n es el caudal unitario (m^2/s) normal en cada punto del contorno de entrada, y Q es el caudal total de entrada por dicho contorno. La integral en el denominador se extiende a lo largo de todo el contorno considerado.

2.4.3 Particularidades en las aplicaciones a hidrología urbana

La modelización en dos dimensiones de los procesos de transformación lluvia-escorrentía en zonas urbanas conlleva algunas particularidades, entre ellas destacan: el efecto de la fuerte variabilidad geométrica del tejido urbano y la estimación del caudal de agua que se infiltra por los sumideros de las redes de drenaje.

2.4.3.1 Infiltración en imbornales

En cuanto a el agua que se infiltra en las redes de drenaje urbano, la mayoría de estudios orientados hacia la hidráulica del imbornal van en la misma dirección, refrendar de una forma u otra las fórmulas semiempíricas propuestas por Torricelli en el siglo XVII, es decir, relacionar la altura de la lámina de agua con el caudal captado por un sumidero. Estadounidenses y australianos son los que más han profundizado en el tema (Brown et al., 2001) proponiendo relaciones empíricas para las que un imbornal puede ser visto como un vertedero o como un orificio/desagüe de fondo según la

altura de la lámina de agua. Se revisan a continuación algunos de los principales métodos utilizados en la actualidad, como los propuestos por la Federal Highway Administration de EEUU, por el fabricante de rejillas de imbornal Neenah, o por el grupo de investigación FLUMEN (UPC).

Son ejemplo de las formulaciones que dividen el comportamiento del imbornal en tipo vertedero o tipo orificio las recogidas en la Circular No.22 del Departamento de Transporte de US (Federal Highway Administration 2001), de gran utilización en la práctica. En ellas caudal potencial que puede evacuar un sumidero tipo orificio se calcula como:

$$q_{\text{sum}} = C_d \cdot A \cdot \sqrt{2 g h} \quad [2.14]$$

donde C_d es el coeficiente de descarga del sumidero, definido por el usuario (valor recomendado para $C_d=0.67$), A es el área del sumidero, y h es el calado sobre el sumidero anegado.

A su vez, el caudal potencial que puede evacuar un sumidero tipo vertedero se calcula como:

$$q_{\text{sum}} = C_d \cdot P \cdot h^{1.5} \quad [2.15]$$

donde C_d es el coeficiente de descarga del sumidero, definido por el usuario (valor recomendado para $C_d=1.66$), P es el perímetro del sumidero, y h es el calado junto al sumidero no anegado.

Al aplicar estas ecuaciones en modelos distribuidos el caudal máximo desaguado por el sumidero está limitado por la cantidad de agua existente en el elemento de la malla donde se encuentra el sumidero (calado en ese instante de tiempo).

En cuanto a los fabricantes de rejillas de fundición el funcionamiento hidráulico del imbornal es una materia muy poco estudiada hasta la fecha por ellos, más preocupados en verificar los criterios resistentes que no la capacidad hidráulica del sumidero. Una excepción son las formulaciones propuestas por el fabricante de rejillas de fundición Neenah, que tabula el caudal interceptado por el sumidero en función del calado y de unos coeficientes de ajuste K que varían en función de la geometría de la rejilla.

$$Q_i = 5/3 \cdot d \cdot K \quad [2.16]$$

Donde Q_i es el caudal interceptado por la rejilla a ensayar, K es el coeficiente de ajuste de la rejilla y d es el calado del agua justo antes de la rejilla.

Otras formulaciones relacionan la eficiencia de rejillas de entrada (E) con el ratio Q/y por ejemplo Spaliviero y May 1998 o Gómez y Russo (2009, 2011) y Russo et al. (2013). Estos últimos analizaron mediante ensayos en laboratorio el comportamiento hidráulico de distintos tipos de rejillas, proporcionando expresiones empíricas de la eficiencia basadas en su geometría y condición de flujo. Zhao et al. (2006) propusieron expresiones en función de la altura de lámina, en uniones de colectores en carga a partir de datos experimentales. Djordjevic et al. (2005), Lopes et al. (2015) y Fraga et al. (2016) analizaron el flujo alrededor de un imbornal mediante modelos físicos, modelos numéricos 2D y/o 3D.

2.4.3.2 Efectos del entramado urbano

Otra de las particularidades de la aplicación de modelos distribuidos en hidrología urbana es la fuerte variabilidad geométrica del tejido urbano que

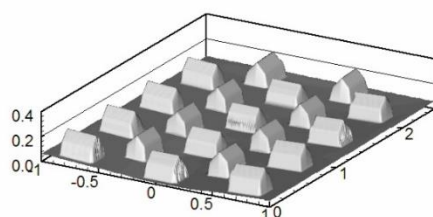
interfiere con el desarrollo del flujo. Por normal general, tener en cuenta la geometría detallada de un área urbana en un modelo de dos dimensiones es extremadamente difícil, si no imposible, debido a la cantidad de celdas de cálculo (o puntos) necesarios para representar los detalles del flujo.

Algunas de las metodologías utilizadas para tener en cuenta el efecto de obstáculos urbanos en un modelo distribuido son (de más detalladas a menos): la aproximación *building block* (BB), la aproximación *building hole* (BH), la aproximación porosa o *porosity approach* (AP) y la simulación del efecto de los edificios computándolos como una zona de mayor rugosidad y pérdida de carga o *Manning approach* (MA).

Los dos enfoques que tiene en cuenta la geometría detallada del entramado urbano sería los enfoques BB y BH, que han sido utilizados también por Schubert et al. (2008) en modelos de escorrentía urbana. En el método BB los edificios están completamente incluidos en la malla, la cota del terreno adoptada en cada punto es la de la propia elevación del edificio. En el método BH los edificios se representan como agujeros en la malla numérica, por lo que solo se representa el contorno de los mismos y se impone en ellos una condición de contorno deslizante. El enfoque de BH puede representar con exactitud el contorno de los edificios con mallas más gruesas (Schubert et al. 2008), mientras que el BB necesita refinar la malla localmente alrededor de los edificios para conseguir una buena aproximación a su forma. Por esta razón en la modelización numérica de flujos de escorrentía la aproximación BH sería la más eficiente de las dos. Sin embargo, cuando la transformación lluvia-escorrentía se modeliza directamente a partir de datos de precipitación, el método BB es físicamente más realista que el método de BH, ya que incluye información

sobre los tejados y, por tanto, es capaz de determinar de qué lado se producen los desagües. Además, al utilizar el enfoque de BH es necesario incrementar artificialmente la intensidad de lluvia, con el fin de tener en cuenta la lluvia que cae sobre el tejado de los edificios que no están incluidos en la malla numérica. Esto no es necesario con el método de BB. En los casos en que la topografía se proporciona a partir de datos LIDAR, otra ventaja del enfoque de BB es que los edificios se incluyen automáticamente en el modelo a partir de la topografía. En este caso, no es necesario definir la forma exacta de los edificios en la malla numérica. De esta manera, el proceso de generación de malla es en cierto modo independiente de la configuración de los edificios, aunque como se mencionó antes, en el enfoque BB siempre es conveniente refinar la malla cerca de los edificios.

1) Método Building Block (BB)



2) Método Building Hole (BH)

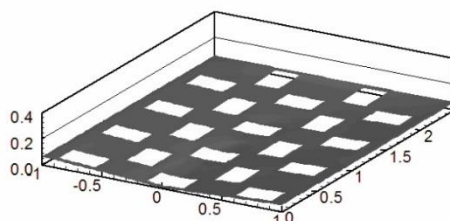


Figura 2.7. Visualización de los métodos BB y BH en una malla de cálculo

Otra forma de tener en cuenta el efecto de edificios u otro tipo de obstáculos en el modelo es hacerlo de manera “macroscópica” no incluyendo el detalle de los edificios en la malla numérica, pero contabilizando de manera global el efecto que esta zona puede tener sobre el desarrollo del flujo. La manera más habitual de hacer esto es aumentando el coeficiente de rugosidad de

fondo en la zona urbanizada, para aumentar la pérdida de energía en esa zona debida a la resistencia inducida por la presencia de los obstáculos urbanos.

Guinot (2006) propone un enfoque intermedio que tiene en cuenta el efecto de las áreas urbanizadas en el desarrollo de flujo de una forma macroscópica, pero trata de representar tres características esenciales de la corriente que podría ser mal representadas utilizando solamente una malla gruesa con un coeficiente de rozamiento incrementado en la zona urbana, estas son, (i) la reducción del volumen disponible para el almacenamiento de agua dentro de la zona urbanizada, (ii) la reducción en la sección disponible para el flujo debido a la presencia de edificios, estructuras, etc, y (iii) la pérdida de energía extra inducida por los edificios al actuar como obstáculos en el caso de las inundaciones transitorias graves (Soares-Frazão et al., 2008). Propone una ruta interesante para la representación de las zonas urbanas en los modelos de flujo de aguas poco profundas a gran escala que consiste en la caracterización de la zona urbana por una porosidad que actúa tanto en el almacenamiento como en el flujo. Una formulación similar para mover problemas hidrodinámicos de contorno, fue utilizado por Bates et al. (2000) para mejorar la exactitud de la zona inundada en simulaciones de malla gruesa. Un parámetro específico introducido por Bates et al. (2000) se refiere en este caso a la zona húmeda de las celdas numéricas.

En los últimos años se han desarrollado distintas versiones de la porosity approach (por ejemplo Guinot et al. 2017 y Cea y Vázquez-Cedón 2010).

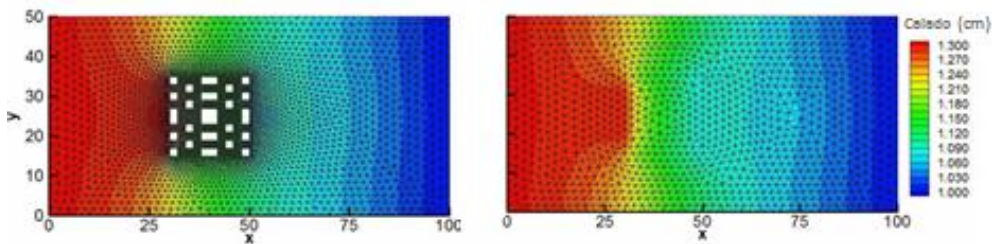


Figura 2.8. Flujo a través de un conjunto de obstáculos de pequeña escala. Modelo de ecuaciones de aguas someras clásicas (izquierda) y modelo de ecuaciones de aguas someras con porosidad (derecha).

2.4.4 Aplicaciones de modelos de onda dinámica

En cuanto a las aplicaciones en cuencas experimentales, los datos de laboratorio para la validación experimental de modelos distribuidos 2D son escasos. De hecho, hay una falta bien reconocida de datos experimentales para validar y comparar el rendimiento de diferentes modelos hidráulicos e hidrológicos. La mayoría de estudios de modelización de escorrentía se dedican a hacer análisis de sensibilidad (Hunter et al., 2007) o a comparar diferentes metodologías de cálculo en cuencas idealizadas (Soares-Frazão et al., 2008).

Los trabajos desarrollados por Delestre et al. (2012) en una cuenca de laboratorio de 40 m², Yan y Kahawita (2007) en una cuenca de laboratorio de 2 m², Nord y Esteves (2007) en canales de laboratorio de 11 metros de largo por medio metro de ancho y Costabile et al. (2012) sobre planos y canales experimentales bajo diversas condiciones de precipitación, constituyen algunos de los escasos ejemplos de estudio y validación con datos experimentales de modelos Saint Venant 2D al cálculo hidrológico de transformaciones lluvia-escorrentía. Siendo todavía más escasos los

estudios en cuencas reales y mayores dimensiones. Resultados experimentales y estudios como los presentados en Cea et al. (2010 a, b) y en esta tesis doctoral contribuyen a mejorar esta situación.

En cuanto a las aplicaciones en cuencas urbanas, la utilización de modelos distribuidos de aguas someras es cada vez más habitual (Hunter et al., 2007). De hecho, la mayor parte de las aplicaciones de modelos distribuidos 2D a cálculos de transformación lluvia-escorrentía se producen en cuencas urbanas de pequeño tamaño. Sin embargo, y como ya se ha comentado, la mayoría de modelos hidrodinámicos sobre cuencas urbanas siguen utilizando como dato de entrada un hidrograma de caudales, que debe calcularse previamente con un modelo hidrológico, y se impone como una condición de contorno aguas arriba en el modelo hidrodinámico. Sin embargo, en la mayoría de casos de estudio en cuencas urbanas, las contribuciones debidas a la precipitación directa que se distribuye espacialmente en la cuenca no son despreciable. En estos casos no es correcto imponer un hidrograma de caudales como condición de contorno aguas arriba, la distribución espacial de la precipitación debe considerarse en el modelo numérico.

Además, en la mayoría de los casos de modelización de caudales en cuencas urbanas, se modelizan eventos extremos (inundaciones) en áreas urbanas donde las superficies impermeables abarcan la práctica totalidad de la zona de estudio, por lo que las pérdidas hidrológicas como son la infiltración, la evaporación, la detección superficial, etc., son habitualmente despreciadas en este tipo de modelos.

Algunos de los estudios hidrológicos en cuencas urbanas llevados a cabo con modelos distribuidos son los realizados por Yan et al. (2000), Howes et al. (2006) y Rodríguez et al. (2007). Yan et al. (2000) aplican un modelo distribuido bidimensional para simular el flujo de escorrentía en un área urbana con infiltración y transporte y disolución de contaminantes. Howes et al. (2006), modelizan diferentes eventos de precipitación sobre dos subcuencas de la cuenca semiárida Jordana, en Nuevo México (EEUU). Comparan los resultados obtenidos con dos modelos de onda cinemática, uno unidimensional y otro bidimensional, en dichas subcuencas (con unas superficies de 775 y 889 m² respectivamente) obteniendo buenos ajustes del hidrograma de salida con ambos modelos. Rodríguez et al. (2007) utilizan un modelo distribuido para calcular diferentes procesos hidrológicos en cuencas urbanas (infiltración, evaporación, evapotranspiración, infiltración en alcantarillado...) resolviendo la escorrentía en la cuenca con un método basado en el hidrograma unitario propuesto por Rodríguez et al. (2003) y el flujo en la red de alcantarillado mediante el método de Muskingum-Cunge que ofrece una solución aproximada a la de la onda difusiva (Cunge, 1969).

Sin embargo, estos estudios utilizan métodos simplificados para resolver la escorrentía bidimensional. La aplicación de modelos distribuidos bidimensionales que resuelvan las ecuaciones completas de Saint-Venant 2D es muy escasa también para cálculos hidrológicos en este tipo de cuencas. Ejemplos recientes de aplicación reciente de modelos Saint Venant 2D a cuencas urbanas son los estudios realizados por Chen et al. (2016) y Fraga et al. (2016) con modelos combinados bidimensionales en superficie y unidimensionales en el transporte en flujo en tuberías de drenaje urbano.

En cuanto a la aplicación a cuencas hidrográficas rurales, en Abdulla et al. (1997) y Refsgaard et al. (1999) y Andersen et al. (2001) pueden encontrarse ejemplos de aplicación de modelos distribuidos a cálculos hidrológicos en cuencas rurales. En el último caso los autores estudian la aplicación de una versión del modelo hidrológico distribuido MIKE SHE (desarrollado por el Danish Hydraulic Institute) a la cuenca del Río Senegal con una superficie total de 375,000 km² utilizando una resolución de malla de 4 x 4 km². El MIKE SHE resuelve mediante la aproximación de diferencias finitas las ecuaciones de Saint-Venant 1D en el cauce principal, 2D en el resto de la superficie de la cuenca, 1D Richards en la parte no saturada del suelo y 3D Boussinesq para el flujo subterráneo. Se compararon los hidrogramas reales y numéricos de varias subcuencas. Al calibrar con respecto a una estación de aforo y validar con respecto a otras 8 estaciones internas se comprobó que existían deficiencias importantes en algunas zonas aguas arriba, especialmente en la zona semiárida de la cuenca. Sucesivas calibraciones utilizando otras estaciones de aforo mejoraron los ajustes para las distintas subcuencas. La aplicación de modelos Saint Venant 2D a transformaciones lluvia-escorrentía en cuencas hidrográficas rurales es la menos estudiada de las aplicaciones planteadas hasta ahora, quedando la biografía actual relegada a estudios con modelos que implementan diferentes simplificaciones 2D y/o 1D.

Un caso singular en la aplicación de este tipo de modelos a cuencas hidrográficas rurales es la aplicación a la cuenca experimental de Walnut Gulch en Arizona (WGEW). Se trata de una de las cuencas hidrográficas más instrumentadas y con mayor disponibilidad de datos históricos hidráulicos e hidrológicos en la actualidad. Como ya señalaba Beven (2001) actualmente uno de los retos en el cálculo hidrológico de cuencas

semiáridas sigue siendo la modelización detallada de la extensa cantidad de datos recogidos por el USDA Agricultural Research Service en esta cuenca. WGEW ha sido objeto de numerosos estudios experimentales y de modelización, algunos de los cuales se comentan en este apartado. Walnut Gulch es una cuenca semiárida dividida en 11 subcuencas cuyo rango de áreas abarca desde 2.3 hasta 150 km² y 13 pequeñas áreas de cuenca que abarca desde 0.004 hasta 0.89 km². La precipitación en la cuenca se mide mediante 88 pluviómetros. La cuenca ha sido objeto de dos campañas de campo intensivas combinando mediciones de campo con teledetección (Kustas y Goorich 1994; Houser et al.1998). La percepción de la generación de escorrentía en este entorno es que se genera casi exclusivamente por un mecanismo de exceso de infiltración (Goorich et al.1994).

La mayoría de los estudios de modelización realizados en Walnut Gulch son en la escala de pequeñas laderas y con modelos que no resuelven las ecuaciones completas de Saint Venant 2D, como el de Parsons et al. (1997). Este estudio compara los caudales, calado y velocidades experimentales con los simulados por un modelo distribuido bidimensional de onda cinemática en el que la infiltración se calcula mediante un modelo sencillo y lineal. Otros estudios han analizado la discretización espacial de los elementos del cauce y la escorrentía ha a pequeña escala (4Ha) (Lopes y Canfield, 2004; Canfield y Goodrich, 2006) y a mediana (639 ha) (Goodrich, 1997).

Sí son numerosos los estudios experimentales que se han hecho en esta cuenca que revelan datos de cómo se desarrolla la escorrentía en la misma. Para cuencas pequeñas, Kincaid et al. (1966) encontraron que la escorrentía

es mucho más dependiente de características espaciales y de intensidad de la lluvia que de las coberturas de hierba o arbustos. Osborn y Lane (1969) cuantificaron las relaciones entre las características lluvia y escorrentía, encontrando que la tasa y volumen de escorrentía se correlaciona con intensidad de precipitación y la profundidad, pero que el volumen de lluvia antecedente sólo significaba un 8% de la variación en la escorrentía observada. Al trabajar en la mayor escala de cuenca, se encontró que existe un descenso en el volumen de escorrentía que se ha demostrado ser consecuencia de la transmisión de pérdidas en todo el recorrido (Keppel y Renard, 1962) y a la limitada extensión de área sobre la que llueve y se genera escorrentía (Osborn y Renard, 1969). La superficie que abarca la tormenta que está por encima de un umbral de intensidad (núcleo de la tormenta) también se ha correlacionado con tasa y volumen escorrentía (Osborn y Laursen, 1973; Syed et al, 2003) y, como en las cuencas pequeñas, la humedad del suelo tiene una importancia secundaria en el desarrollo de escorrentía (Syed et al., 2003). La disponibilidad de datos en las estaciones de aforo distribuidos a lo largo alcance de cauce principal y afluentes de Walnut Gulch ha llevado al desarrollo una ecuación empírica para definir las pérdidas en circulación de escorrentía (Lane, 1982, 1983). También se han cuantificado las relaciones entre el área de drenaje y la escorrentía media anual y el periodo de retorno del caudal (Goodrich et al., 1997).

Con tal grado de detalle y de información en WGEW, esta cuenca se convierte en un elemento ideal para estudiar la aplicabilidad y limitaciones de la aplicación de modelos Saint Venant 2D a cuencas hidrográficas. Estudios como el presentado en el Capítulo 6 de esta tesis contribuyen a aumentar el conocimiento de la aplicabilidad de este tipo de modelos y a

definir metodologías sobre cómo afrontar la inclusión y el efecto de la gran cantidad de datos proporcionados.

2.5 Conclusiones

En este apartado se ha desarrollado una revisión bibliográfica sobre el cálculo de procesos de transformación lluvia-escorrentía, su evolución y la incipiente aplicación de modelos distribuidos y bidimensionales para la simulación de estos procesos. En los últimos años se han producido avances significativos en los modelos numéricos de aguas someras. Los nuevos esquemas numéricos desarrollados permiten modelar el flujo sobre topografías complejas, incluso para calados muy pequeños y con presencia de zonas secas. Estos avances, junto con la mejora de rendimiento en las herramientas de cálculo, posibilitan que todo el proceso de escorrentía pueda ser simulado directamente por modelos de onda dinámica 2D. En la práctica la modelización de procesos de transformación lluvia-escorrentía con modelos que resuelvan las ecuaciones completas de onda dinámica 2D es todavía poco habitual.

Elementos como la calibración de los parámetros del modelo, la medición y obtención de datos experimentales, la representación de los efectos de zonas urbanas en el modelo, los procesos que influyen en el desarrollo de la escorrentía, la infiltración, la evaporación y cómo simularlos, el efecto de los obstáculos urbanos en el desarrollo del flujo y la influencia de la distribución espacial de la precipitación, son objeto de investigación permanente en los que todavía hay no hay conclusiones aceptadas de manera general.

Por otro lado, la comparación de la eficiencia y aplicabilidad de este tipo de modelos con respecto tanto a modelos agregados y/o unidimensionales como a otros modelos distribuidos bidimensionales con diferentes simplificaciones y esquemas, es un ámbito de estudio en la que las conclusiones todavía no están completamente claras. La validación de este tipo de modelos con datos experimentales es escasa y la disponibilidad de este tipo de datos limitada. El establecimiento de metodologías experimentales para la obtención de datos de laboratorio para la validación de este tipo de modelos es otra línea de investigación con amplio margen de estudio.

De la revisión bibliográfica se extrae que las líneas objeto de estudio de esta tesis siguen una dirección complementaria con el trabajo desarrollado hasta ahora en la investigación de modelos de transformación lluvia-escurrentía.

Capítulo 3. Modelo numérico

3.1 Introducción

En este capítulo se presenta el modelo numérico bidimensional utilizado, describiendo las principales ecuaciones y los esquemas numéricos empleados para su resolución.

El modelo resuelve las ecuaciones completas de Saint Venant 2D (método de onda dinámica) sobre una malla espacial en la que se aplica el método de volúmenes finitos. Estas ecuaciones asumen una distribución de presión hidrostática y una velocidad uniforme en profundidad, hipótesis que se cumple razonablemente en el campo de aplicación de esta tesis: transformaciones lluvia-escorrentía y pequeños calados.

El modelo trata correctamente algunas de las principales dificultades que aparecen al modelizar flujos en superficie con presencia de frentes secorrajados variables, calados muy bajos y una elevada fricción de fondo.

Una descripción detallada del modelo puede encontrarse en Cea et al. (2010a) y en Cea y Vázquez-Cendón (2012). A lo largo de esta tesis doctoral el modelo es validado y aplicado en estudios de transformación de lluvia-escorrentía, pudiendo encontrarse algunos de los principales resultados publicados en Cea et al. (2010a,b).

3.2 Ecuaciones resueltas en el modelo

3.2.1 Ecuaciones hidrodinámicas

El modelo resuelve las ecuaciones de conservación de la masa y de momento en las dos direcciones horizontales:

$$\begin{aligned} \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial h U_x}{\partial x} + \frac{\partial h U_y}{\partial y} &= Ms \\ \frac{\partial h U_x}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(h U_x^2 + g \frac{h^2}{2} \right) + \frac{\partial}{\partial y} (h U_x U_y) &= -gh \frac{\partial z_b}{\partial x} - \frac{\tau_{b,x}}{\rho} \\ \frac{\partial h U_y}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} (h U_x U_y) + \frac{\partial}{\partial y} \left(h U_y^2 + g \frac{h^2}{2} \right) &= -gh \frac{\partial z_b}{\partial y} - \frac{\tau_{b,y}}{\rho} \end{aligned} \quad [3.1]$$

en donde h es el calado, U_x U_y son las velocidades horizontales promediadas en profundidad, g es la aceleración de la gravedad, z_s es la elevación de la lámina de agua, τ_b es la fricción debido al rozamiento del fondo, ρ es la densidad del agua y Ms es el término fuente/sumidero de masa mediante el cual se realiza la modelización de precipitación, infiltración y sumideros.

3.2.2 Fricción de fondo

El fondo ejerce una fuerza de rozamiento sobre el fluido que es equivalente al rozamiento con una pared, con la particularidad de que en transformaciones lluvia-escorrentía la influencia de la rugosidad del fondo es más elevada que en aplicaciones tradicionales y su estimación resulta crítica para la correcta definición del modelo.

La fricción del fondo tiene un doble efecto en las ecuaciones de flujo. Por un lado, produce una fuerza de fricción que se opone a la velocidad media y, por otro, produce turbulencia. Ambos efectos se pueden caracterizar por la velocidad de fricción u_f , que no es más que una forma de expresar la tensión tangencial de fondo con unidades de velocidad:

$$u_f = \sqrt{\frac{\tau_b}{\rho}} \quad [3.2]$$

donde τ_b es el módulo de la fuerza de fricción de fondo, y ρ es la densidad del agua.

En los modelos promediados en profundidad no es posible calcular la velocidad de fricción por medio de funciones de pared estándar, tal y como se hace en los contornos tipo pared, ya que las ecuaciones no se resuelven en la dirección vertical. Por lo tanto, es necesario relacionar la velocidad de fricción u_f con la velocidad media promediada en profundidad mediante un coeficiente de fricción. La tensión de fondo se puede expresar como:

$$\tau_b = \rho u_f^2 = \rho \cdot C_f |U|^2 \quad [3.3]$$

en donde C_f es el coeficiente de fricción de fondo. Existen diferentes expresiones que permiten aproximar el coeficiente de fricción C_f . La mayor parte de ellas asumen flujo uniforme en canal con un perfil logarítmico de velocidad en profundidad.

A diferencia de los modelos 1D, en los modelos 2D el radio hidráulico deja de definirse como área de la sección mojada entre perímetro mojado, ya que en 2D no tiene sentido definir una sección transversal. Tomando una

columna de fluido de anchura Δx y calado h , el radio hidráulico se calcularía como:

$$R_h = \frac{A}{P_m} = \frac{h\Delta x}{\Delta x} = h \quad [3.4]$$

Por lo tanto, en los modelos 2D es lo mismo hablar de radio hidráulico y de calado. Para definir el perfil logarítmico de velocidad se suele distinguir entre régimen laminar, régimen turbulento liso y régimen turbulento rugoso. En general en flujo superficial el régimen laminar nunca se produce y para transformaciones lluvia-escorrentía, donde el efecto de la precipitación aumenta la turbulencia, se asume que el flujo se desarrolla en régimen turbulento rugoso.

Una manera habitual de evaluar la fricción de fondo para régimen turbulento rugoso, es la fórmula de Manning, la cual utiliza el coeficiente de Manning n como parámetro en vez de la altura de rugosidad. La fórmula de Manning utiliza el siguiente coeficiente de rugosidad:

$$C_f = g \left(\frac{n^2}{h^{1/3}} \right) \quad [3.5]$$

Existe una diferencia conceptual importante entre la utilización del coeficiente de Manning o la altura de rugosidad como parámetro característico de la fricción de fondo. La altura de rugosidad está ligada a la rugosidad del material que conforma el fondo. Pero en superficies naturales existe otra causa que genera fricción de fondo, en algunos casos más importante que la rugosidad del sedimento, que son las formas de fondo o microtopografía. Constituyen prominencias y huecos en el fondo que, por sus características y tamaño, no llegan a estar definidos en la

topografía (geometría) de trabajo. Esta microtopografía es una fuerza adicional de rozamiento que se opone al movimiento del fluido. Los coeficientes de Manning que se encuentran en manuales de ingeniería hidráulica incluyen este efecto, además del de la rugosidad del sedimento. Por esta razón la fórmula de Manning está especialmente indicada para casos de transformación lluvia-escorrentía.

3.2.3 Infiltración

En la simulación de procesos de precipitación puede ser necesario considerar la infiltración de agua en el terreno no saturado para el cálculo de la escorrentía superficial. La modelización de la infiltración de agua superficial en el terreno es especialmente importante en la simulación de la transformación de lluvia en escorrentía.

La infiltración se considera en el modelo mediante un término fuente negativo en la ecuación de conservación de masa (pérdida de masa de agua).

Para calcular la infiltración potencial se implementan 3 modelos de infiltración comúnmente utilizados: el modelo de Green-Ampt, el modelo de Horton y el modelo lineal.

Los parámetros de infiltración se pueden introducir variables en espacio (diferentes para cada elemento de la malla de cálculo).

3.2.3.1 *Green-Ampt*

La tasa de infiltración, expresada en m/s, se calcula en cada celda de cálculo utilizando la formulación de Green-Ampt (Chow, 1988), en la cual se

asume que existe un frente saturado que separa la región de suelo saturada, inmediatamente bajo el terreno, y la región de suelo no-saturada, en la cual existe una succión ψ .

A medida que la infiltración aumenta, el frente saturado descende y la anchura de la región no-saturada L aumenta. La tasa de infiltración potencial f se calcula como:

$$f = k_s \left(1 + \frac{(h + \psi)\Delta\theta}{L_0\Delta\theta + F} \right)^{2/3} \quad F = \int_0^t f dt \quad L = L_0 + \frac{F}{\Delta\theta} \quad \Delta\theta = \phi - \theta_i \quad [3.6]$$

siendo k_s la permeabilidad saturada del suelo, h el calado, ψ la succión en la región de suelo no-saturada, $\Delta\theta$ el cambio en contenido de humedad del suelo a medida que el frente de saturación avanza, θ_i el contenido de humedad inicial del suelo, ϕ la porosidad total del suelo, y L la anchura de la región de suelo saturada. La tasa de infiltración real es igual a la tasa de infiltración potencial siempre y cuando haya suficiente agua superficial para infiltrarse.

Los parámetros necesarios para este modelo son la permeabilidad saturada del suelo (k_s), la succión en la región del suelo no-saturada (ψ), la anchura inicial de la región de suelo saturada (L_0), la porosidad efectiva (drenable) del suelo (θ_e) y la saturación efectiva inicial del suelo (S_e), definido como:

$$S_e = \frac{\theta_i - \theta_r}{\theta_e} \quad [2.7]$$

Siendo θ_r la capacidad de retención (humedad irreductible o no drenable) del suelo y θ_i la humedad inicial del suelo. La porosidad del suelo ϕ es igual a la porosidad drenable más la capacidad de retención del suelo ($\phi =$

$\theta_e + \theta_r$). A partir de la porosidad efectiva y de la saturación efectiva inicial del suelo, se calcula el cambio en el contenido de humedad del suelo a medida que el frente de saturación avanza como:

$$\Delta\theta = \phi - \theta_i = \phi - \theta_r - \theta_e \cdot S_e = \theta_e \cdot (1 - S_e) \quad [2.8]$$

3.2.3.2 *Horton*

En el modelo de Horton se calcula la tasa de infiltración potencial como:

$$f = fc (fo - fc) \cdot e^{-kt} \quad [2.9]$$

siendo t el tiempo desde el comienzo de la precipitación. En el modelo se introducen como parámetros del modelo la tasa de infiltración inicial (f_0), la tasa de infiltración a tiempo infinito (f_c) y la constante k , que define la variación temporal de la tasa de infiltración potencial. Todos los parámetros de la ecuación de infiltración de Horton pueden introducirse de manera variable en el espacio (diferentes para cada elemento de la malla de cálculo).

3.2.3.3 *Lineal*

El modelo lineal considera una abstracción inicial P_0 (volumen por unidad de área), y a continuación unas pérdidas continuas constantes (volumen por unidad de área y por unidad de tiempo). El valor tanto de la abstracción inicial como de las pérdidas continuas puede variar de elemento en elemento.

3.2.4 Abstracción inicial

Si se utilizan los modelos de infiltración de Green-Ampt o Lineal para calcular las pérdidas por infiltración, se incluye la posibilidad de considerar una abstracción inicial. La abstracción inicial puede representar procesos como la retención superficial por vegetación y depresiones del terreno o la capacidad de infiltración inicial en terrenos secos con una elevada porosidad.

La abstracción inicial se define como un volumen por unidad de área, y por lo tanto tiene unidades de longitud. Este valor se substraer del agua que llega al terreno, sea en forma de precipitación o de escorrentía superficial. Por lo tanto, puede actuar tanto en zonas con precipitación como en zonas sin precipitación.

3.2.5 Sumideros

La modelización de sumideros se realiza mediante un término fuente negativo en la ecuación de conservación de masa.

Según lo comentado en el capítulo anterior se implementan dos modelos para calcular el caudal evacuado por el sumidero: tipo orificio (sumidero anegado) y tipo vertedero (sumidero no anegado, utilizando las formulaciones propuestas

- Tipo orificio (sumidero anegado)
- Tipo vertedero (sumidero no anegado)

3.2.5.1 *Sumidero tipo orificio*

En el modelo el caudal potencial que puede evacuar un sumidero tipo orificio se calcula como:

$$Q_i = C_o A_g (2gd)^{0.5} \quad [2.10]$$

donde C_o es el coeficiente de descarga del sumidero tomando el valor habitual de 0.67, A_g el área del sumidero, y d es el calado sobre el sumidero anegado.

El caudal máximo desaguado por el sumidero está limitado por la cantidad de agua existente en el elemento de la malla donde se encuentra el sumidero (calado en ese elemento).

3.2.5.2 *Sumidero tipo vertedero*

El caudal potencial que puede evacuar un sumidero tipo vertedero se calcula como:

$$Q_i = C_w P d^{1.5} \quad [2.17]$$

donde C_w es el coeficiente de descarga del sumidero, definido por el usuario (valor recomendado para $C_d=1,66$), P es el perímetro del sumidero, y d es el calado junto al sumidero no anegado.

El caudal máximo desaguado por el sumidero está limitado por la cantidad de agua existente en el elemento de la malla donde se encuentra el sumidero (calado en ese instante de tiempo).

3.2.6 Porosidad

Como ya se ha comentado, las ecuaciones de aguas someras con porosidad permiten considerar el efecto sobre el flujo de agua de obstáculos impermeables que debido a su pequeño tamaño no están definidos en la malla de cálculo. Dichos obstáculos disminuyen la sección libre para el paso del agua y la capacidad de almacenamiento de agua en una determinada zona, introduciendo al mismo tiempo pérdidas de carga adicionales generadas por el rozamiento y la turbulencia generada a su alrededor.

Para considerar el efecto de reducción de almacenamiento y de sección libre en las ecuaciones de aguas someras, se introduce en el modelo un parámetro de porosidad variable en espacio, y definido como el cociente entre la superficie horizontal sin obstáculos y la superficie total. La porosidad varía entre 0 y 1, y se define para cada celda de la malla de cálculo. Además de la porosidad es necesario introducir un término adicional que modele el rozamiento adicional generado por los obstáculos. Dicho término se modela como una tensión de arrastre mediante la siguiente expresión:

$$\frac{\tau_{d,x}}{\rho} = \frac{1}{2} \frac{C_x}{L_{s,x}} (1 - \phi) h |U| U_x \quad [2.18]$$

$$\frac{\tau_{d,y}}{\rho} = \frac{1}{2} \frac{C_y}{L_{s,y}} (1 - \phi) h |U| U_y$$

donde τ_{dx} , τ_{dy} son las dos componentes de la tensión de arrastre, C_x , C_y son los coeficientes de arrastre en las dos direcciones horizontales y $L_{s,x}$, $L_{s,y}$ son las longitudes características de los obstáculos en las dos direcciones del

espacio. Las ecuaciones de aguas someras con porosidad (ϕ) resueltas en el modelo son las descritas en Cea y Vázquez-Cedón 2010:

$$\begin{aligned} \frac{\partial \phi h}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(\phi h U_x) + \frac{\partial}{\partial y}(\phi h U_y) &= R \\ \frac{\partial}{\partial t}(\phi h U_x) + \frac{\partial}{\partial x} \left(\phi h U_x^2 + \phi \frac{gh^2}{2} \right) + \frac{\partial}{\partial y}(\phi h U_x U_y) &= \frac{1}{2} gh^2 \frac{\partial \phi}{\partial x} - gh \phi \frac{\partial z_b}{\partial x} - \phi \frac{\tau_{b,x}}{\rho} + \frac{\tau_{d,x}}{\rho} \\ \frac{\partial}{\partial t}(\phi h U_y) + \frac{\partial}{\partial x}(\phi h U_x U_y) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\phi h U_y^2 + \phi \frac{gh^2}{2} \right) &= \frac{1}{2} gh^2 \frac{\partial \phi}{\partial y} - gh \phi \frac{\partial z_b}{\partial y} - \phi \frac{\tau_{b,y}}{\rho} - \frac{\tau_{d,y}}{\rho} \end{aligned} \quad [2.19]$$

3.3 Condiciones de contorno hidrodinámicas

En un problema bidimensional es necesario distinguir entre dos tipos de contornos: abiertos y cerrados. Los contornos cerrados, también llamados contornos de tipo pared, son impermeables, no permitiendo el paso del fluido a través de ellos. Además, la presencia del contorno tipo pared genera una fuerza de rozamiento lateral en el fluido, de manera similar a la fricción ejercida por el rozamiento del fondo. Se pueden imponer las siguientes condiciones de contorno tipo pared:

- Condición de deslizamiento (tensión tangencial nula)
- Funciones de pared (wall-functions)
- Condición de no deslizamiento, sólo implementada para flujo laminar

En general en ingeniería hidráulica, y especialmente en escorrentía superficial, la superficie de contacto con los contornos laterales es mucho menor que la superficie de contacto con el fondo debido a la separación

entre escalas horizontal y vertical, por lo que la fuerza de rozamiento en los contornos de pared se puede despreciar.

En este caso se impondría una condición de deslizamiento libre en los contornos cerrados. En problemas en los que la dimensión horizontal y vertical son similares (canales de sección muy estrecha) esta fuerza de rozamiento puede tener cierta importancia en el desarrollo del flujo, aunque en general, y especialmente en los casos abordados en esta tesis, la influencia es despreciable.

En los contornos abiertos se pueden imponer diferentes tipos de condiciones de contorno. Para que las ecuaciones de aguas someras bidimensionales estén bien planteadas desde el punto de vista matemático, el número de condiciones a imponer en los contornos abiertos depende de si se trata de un contorno de entrada o de salida de flujo, así como del tipo de régimen en el contorno (rápido/lento). En los casos de escorrentía superficial estudiados en esta tesis, la entrada de agua se produce de manera exclusiva a través de la precipitación y los únicos contornos utilizados son de salida. Se puede demostrar matemáticamente que para que el problema esté bien planteado el número de condiciones de contorno a imponer en cada caso es el ya mostrado en el capítulo anterior en la Tabla 2.2

Las condiciones concretas a imponer pueden ser calado, módulo de la velocidad o dirección del flujo. Lo más habitual es que el flujo discorra en régimen lento en todo el tramo modelado, en cuyo caso es necesario imponer una condición de contorno aguas abajo. Típicamente aguas abajo se impone el calado, o nivel de la superficie libre.

3.4 Esquemas numéricos

Las ecuaciones hidrodinámicas se resuelven en forma integral por el método de volúmenes finitos. La discretización del dominio espacial se realiza mediante una malla no estructurada de volúmenes finitos que pueden ser cuadriláteros o triángulos, o combinaciones de ambos. A cada celda se le asigna una cota que es la cota media del área que ocupa, por lo que a menor tamaño de celda mayor precisión en la topografía, pero también mayor coste computacional. La topografía de una zona es representada de una forma más eficiente si se usa una malla desestructurada triangular (Anselmo et al., 1996; Cea et al., 2006, 2010) aunque impliquen un algoritmo algo más complejo (por ejemplo, Sen, 2002).

Para discretizar el flujo convectivo en las ecuaciones de momento es posible utilizar el esquema descentrado de primer orden de Roe (1986) o una extensión de segundo orden de este esquema basada en una reconstrucción tipo MUSCL (Monotone Upstream Scheme for Conservation Laws) (Toro, 2001). También es posible emplear el esquema híbrido propuesto en Vázquez-Cedón y Cea (2012), que utiliza una reconstrucción de segundo orden tipo MUSCL de las variables conservativas caudal unitario q_x y q_y , mientras que mantiene una reconstrucción de primer orden para el calado h . De esta forma la difusión numérica en las ecuaciones de momento se reduce considerablemente, sin una reducción significativa de la estabilidad numérica del esquema.

El término pendiente del fondo se discretiza con un esquema descentrado (Bermúdez y Vázquez-Cendón, 1998), mientras que la fricción de fondo se discretiza con un esquema centrado. Los frentes seco-mojado no

estacionarios se tratan mediante esquemas estables y conservativos (sin pérdida de masa).

Una descripción más exhaustiva de los esquemas numéricos del modelo puede encontrarse en Cea et al. (2010 a, b).

Capítulo 4. Validación experimental

4.1 Introducción

En este capítulo se presenta la validación experimental del modelo de transformación lluvia-escorrentía con resultados experimentales obtenidos en laboratorio. Según lo ya comentado, el modelo numérico utilizado ha sido validado en estudios anteriores en el cálculo de inundaciones en ríos y estuarios (Cea et al., 2006, 2007 y Cea y French 2012). Sin embargo, la aplicación de un modelo de aguas someras Saint-Venant 2D en el cálculo de la transformación lluvia-escorrentía es todavía muy poco frecuente.

Actualmente los datos experimentales de laboratorio para la validación de modelos de transformación lluvia-escorrentía son escasos. De hecho, hay una falta bien reconocida de datos experimentales a escala de laboratorio para validar y comparar el rendimiento de diferentes modelos hidrológicos. La mayoría de estudios de modelización de lluvia-escorrentía se dedican a hacer análisis de sensibilidad o a validar modelos en cuencas reales de parametrización compleja donde es difícil controlar las diferentes variables que intervienen y el grado de incertidumbre es elevado. La validación de este tipo de modelos en casos sencillos y cuencas de laboratorio como los presentados en esta tesis permite acotar de forma más precisa las variables y procesos que intervienen.

En este capítulo se presentan tres campañas experimentales para la validación del modelo, las tres utilizando los ensayos realizados sobre una cuenca artificial de laboratorio compuesta por tres planos, especialmente

diseñada para esta tesis. Cada campaña experimental se caracteriza por el tipo de obstáculos u edificios que se disponen sobre la cuenca para simular entramados urbanos. Se han realizado un total 157 ensayos experimentales que incluyen diferentes geometrías urbanas y eventos de precipitación.

Con el objetivo de determinar qué parámetros de los modelos son más relevantes en los cálculos, se ha realizado un análisis de sensibilidad del modelo a la rugosidad de lecho y a la distribución espacial de la precipitación.

En la validación en cuencas urbanas se ha comparado, validado y analizado la precisión y eficiencia de cuatro métodos diferentes para tener en cuenta el efecto de los edificios en el desarrollo del flujo: incluir los edificios en la malla con sus cotas reales (edificios como bloques, *building block* o BB), incluir los edificios como huecos en la malla (edificios como huecos, *building hole* o BH), incluir los efectos de la zona urbanizada en el modelo computándolo como una zona porosa por la que pasa el flujo (aproximación porosa, *porosity approach* o PA) e incluir los efectos de la zona urbanizada elevando el valor del coeficiente de fricción de fondo (aproximación mediante coeficiente de Manning, *Manning approach* o MA).

Los resultados presentados en esta tesis han sido publicados en Cea et al. (2010 a, b) y contribuirán a la comprensión de las limitaciones y la aplicabilidad de los modelos de aguas someras a procesos de transformación lluvia-escorrentía en cuencas urbanas. Además, incrementará la cantidad de datos experimentales disponibles para validación de este tipo de modelos.

4.2 Metodología experimental

Para la validación bidimensional del modelo de aguas someras, se realizaron ensayos en laboratorio sobre una geometría bidimensional que se funciona a modo de cuenca y sobre la que se disponen diferentes obstáculos y configuraciones urbanas. Esta cuenca experimental, realizada en acero, fue especialmente diseñada para la validación y estudio del modelo numérico y se encuentra en el laboratorio de hidráulica del Centro de Innovación Tecnológica en Edificación e Ingeniería Civil (CITEEC) de la Universidad de A Coruña. Dado que los calados de agua generados en los experimentos son muy pequeños, la única variable que se midió fue el hidrograma de salida de la cuenca, utilizándose para validar los resultados numéricos. La incertidumbre total de los resultados experimentales se estima en un máximo de un 10% y se debe principalmente a la propia incertidumbre del simulador de lluvia y de los instrumentos de medida.

El diseño experimental elegido se compone de tres partes principales: la geometría bidimensional a modo de cuenca, el simulador de lluvia y el equipo para el registro de caudales.

La geometría utilizada en los experimentos forma una cuenca de planta rectangular, con dimensiones de 2 x 2.5 m, compuesto por tres planos de acero inoxidable, cada uno de ellos con una pendiente aproximada de 0.05 (Figura 4.1).

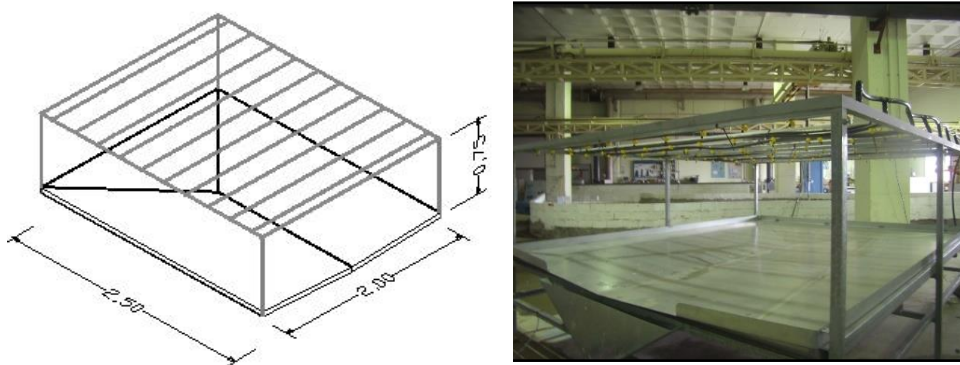


Figura 4.1. Montaje experimental

El sistema de simulación de lluvia se sitúa sobre un emparrillado metálico a una altura de 70cm sobre la cuenca. Se trata de una malla de tuberías de polietileno, conectadas a una tubería principal, en las que se sitúan una serie de difusores de agua separados uniformemente. La separación de los difusores es de 20x20cm (100 difusores).



Figura 4.2. Simulador de lluvia.

Para medir el hidrograma de salida se cuenta con una probeta de 30 litros de capacidad que recoge el volumen de agua saliente. En la probeta se sitúa una

sonda de conductividad DHI que mide el nivel de agua en la probeta en cada instante, permitiendo calcular el caudal de salida como:

$$Q = A \cdot \frac{dh}{dt} \quad [4.1]$$

en donde Q es el caudal de salida de la cuenca, A el área de la probeta de recogida y h el calado que mide la sonda en cada instante.

El agua que sale de la cuenca entra directamente en el fondo de la probeta a través de un embudo y un tubo conductor en lugar de caer libremente sobre la lámina de agua de la probeta. De este modo se minimizan las oscilaciones en la lámina de agua mejorando la calidad de las medidas de la sonda de calado y disminuyendo el problema de filtrado de datos.

Los procedimientos seguidos en las diferentes campañas experimentales son muy similares y se exponen a continuación.

1. Calibración de la sonda de calado el mismo día de los ensayos. Los coeficientes de correlación (r^2) que se obtuvieron para las diferentes calibraciones variaron entre 0.993 y 0.998.
2. Establecimiento del hietograma del ensayo.
3. Puesta en funcionamiento del equipo de registro de caudales y del sistema hidráulico de difusión de lluvia para los intervalos de tiempo decididos.
4. Una vez terminado el ensayo se procede a vaciar la lámina de agua que pueda quedar retenida en la superficie de la cuenca. Este volumen de agua se contabiliza para verificar la intensidad de precipitación que hubo durante el ensayo.
5. Procesado, filtrado de datos y discusión de los resultados obtenidos.

4.2.1 Estudios previos

Antes de iniciar las campañas experimentales se realizó un estudio preliminar de los parámetros que influyen en el proceso para intentar predecir y reducir las posibles fuentes de error. En este estudio previo se detectaron y analizaron varios fenómenos que podrían influir en los resultados de los ensayos. La influencia de éstos en los resultados es difícil de cuantificar *a priori*, pero todas estas fuentes de incertidumbre han sido tenidas en cuenta en la validación experimental e interpretación de los resultados numéricos. Fueron objeto de estudio durante este proceso los siguientes factores:

- a. La distribución espacial de la precipitación sobre la cuenca.
- b. La influencia de la tensión superficial del agua.
- c. El intervalo de tiempo que tarda el simulador de lluvia en alcanzar una intensidad de precipitación constante.
- d. El goteo final de los difusores cuando cesa la lluvia.
- e. El filtrado de datos y la frecuencia de registro

4.2.1.1 Uniformidad espacial de la intensidad de precipitación

Las dificultades en el logro de una intensidad de precipitación uniforme también han sido estudiadas por otros investigadores (por ejemplo, Yan y Kahawita, 2000), y es debido principalmente a las pequeñas diferencias en el caudal de cada difusor de lluvia y a su orientación.

A pesar del gran esfuerzo realizado a fin de obtener una intensidad de precipitación espacialmente uniforme, se realizaron mediciones previas a los ensayos en las que se detectaron pequeñas heterogeneidades. Estas mediciones consistieron en la disposición de recipientes cilíndricos de 5 cm

de diámetro divididos en grupos de entre 12 y 16 recipientes apoyados en siete zonas diferentes de la geometría (Figura 4.3 y **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**). A continuación se puso en funcionamiento el mecanismo de simulación de lluvia y se midió el volumen de agua recogido en cada recipiente. Se observó que a pequeña escala (comparando el volumen de agua recogido por cada uno de los recipientes) existen discrepancias notables, sin embargo, a mayor escala (considerando el volumen total recogido por cada uno de los grupos) se aprecia una mayor homogeneidad.

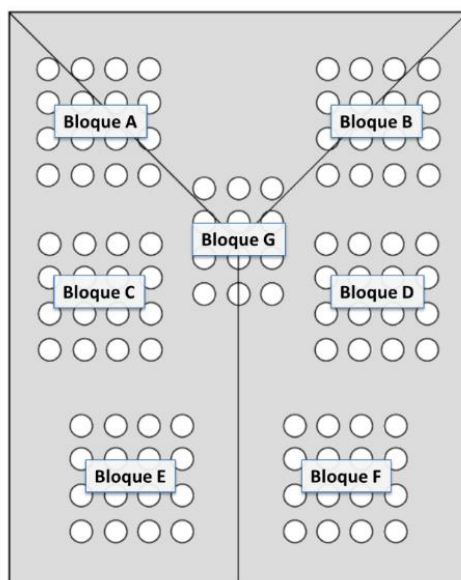


Figura 4.3. Medición de la distribución espacial de la precipitación. Esquema del montaje experimental.

Tabla 4.1. Medición de la distribución espacial de la precipitación. Volumen de agua medido en cada recipiente y en cada bloque (cm³).

Bloque A			
100	30	45	45
170	35	165	170
40	25	265	200
40	10	30	50

Bloque B			
140	160	70	40
80	140	170	220
30	30	80	200
50	130	50	20

Bloque C			
30	70	90	50
55	115	330	100
40	60	90	200
10	10	15	15

Bloque D			
240	170	70	230
115	230	60	220
30	20	40	200
55	65	50	210

Bloque E			
140	70	130	60
200	90	230	90
210	80	290	200
90	50	100	75

Bloque F			
70	160	50	20
150	220	90	60
100	90	210	200
30	50	130	110

Bloque G		
80	190	160
70	120	100
30	30	30
20	20	20

Tabla 4.2. Medición de la distribución espacial de la precipitación.

	Volumen medio recipientes del bloque (cm ³)	Desviación típica I' (cm ³)
Bloque A	89	78.6
Bloque B	100	65.1
Bloque C	71	82.9
Bloque D	110	84.8
Bloque E	125	72.1
Bloque F	107	64.0
Bloque G	73	58.9

<i>Desviación típica II^2 (cm³)</i>	<i>10.1</i>
---	-------------

¹ Desviación típica de los recipientes de cada bloque

² Desviación típica de los valores medios de los bloques

Para comprobar el efecto de esta incertidumbre experimental, se realizó un análisis de sensibilidad a la distribución espacial de la precipitación en el modelo numérico, utilizando en cuatro simulaciones la misma intensidad media de precipitación, pero diferentes distribuciones espaciales. Se modelizaron cuatro eventos diferentes de precipitación P1, P2, P3 y P4 (Figura 4.4). El volumen total de agua que cae sobre la cuenca en los 4 eventos es idéntico, pero no la manera en la que se distribuye espacialmente. En los cuatro casos modelizados la intensidad de precipitación en cada punto de la cuenca se distribuye de manera aleatoria, de forma que el volumen total de agua es el mismo en todos los casos, pero con diferentes varianzas espaciales (

Tabla 4.3). Se distribuyeron por la cuenca intensidades de precipitación que comprenden desde el 160% hasta el 40% del valor medio considerado. Los casos P1 y P2 se modelizaron para fluctuaciones a pequeña escala en el espacio. Se tratan de dos casos en los que, aunque la intensidad varía ampliamente de un punto a otro, cada pequeña subárea de la cuenca tiende al valor medio de la precipitación. Se puede decir que existe una uniformidad a “pequeña escala”. Los dos últimos casos proporcionan menos uniformidad a “pequeña escala” pues existen variaciones significativas entre unas y otras zonas de la cuenca. Para definir los patrones de precipitación P1 y P2 se establecieron valores de precipitación en 5302 puntos distribuidos aleatoriamente por toda la cuenca. A cada uno de estos puntos se le asignó un valor de precipitación comprendido entre el 160% y el 40%

de la intensidad media de la cuenca considerada. En el resto de la cuenca la intensidad de precipitación queda definida al interpolar linealmente los puntos ya definidos. Para definir los patrones de precipitación P3 y P4 se siguió el mismo procedimiento que anteriormente, pero partiendo de sólo 93 puntos.

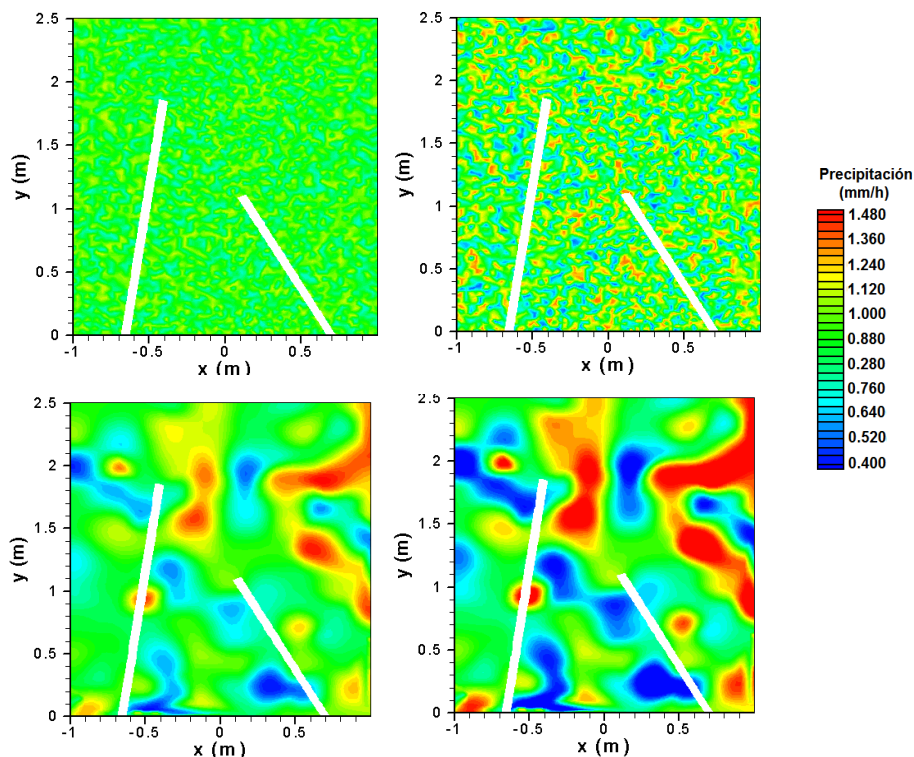


Figura 4.4. Estudio del efecto de la uniformidad de la lluvia. De izquierda a derecha y de arriba a abajo eventos P1, P2, P3 y P4.

En la

Tabla 4.3 se muestran las varianzas de cada caso cuando se consideran más o menos puntos de la cuenca. Se define la Longitud integral (L_{int}) como:

$$L_{\text{int}} = \sqrt{\frac{A}{Np}} \quad [4.2]$$

donde A es el área de la cuenca y Np el número de puntos que se imponen con diferentes valores de intensidad y a partir de los cuales se interpola.

Tabla 4.3. Eventos de precipitación. Varianzas de las distribuciones y escala de la heterogeneidad.

	<i>Varianza tomando N=93 puntos (mm/h)</i>	<i>Varianza tomando N=5302 puntos (mm/h)</i>	<i>Lint(cm)</i>	<i>Tipo de heterogeneidad</i>
P0	0	0	2.5	<i>Ninguna (homogénea)</i>
P1	3.70E-04	2.10E-02	3	<i>a pequeña escala</i>
P2	1.50E-03	8.70E-02	3	<i>a pequeña escala</i>
P3	2.30E-02	5.40E-02	23	<i>a macro escala</i>
P4	7.90E-02	1.21E-01	23	<i>a macro escala</i>

La sensibilidad del hidrograma de salida del modelo a los cuatro patrones espaciales de precipitación definidos en la Figura 4.5 es insignificante. Además, el buen ajuste numérico experimental, que se mostrará más adelante (apartado 4.4) sugiere que esta incertidumbre no es relevante en los resultados experimentales.

Tabla 4.4. Valores de caudal de lluvia (m^3/s) sobre la cuenca en diferentes instantes de tiempo para las diferentes uniformidades de precipitación.

	<i>P0</i>	<i>P1</i>	<i>P2</i>	<i>P3</i>	<i>P4</i>
<i>t=55s</i>	2.00E-04	1.99E-04	2.02E-04	2.00E-04	2.00E-04
<i>t=125s</i>	5.53E-05	5.51E-05	5.55E-05	5.26E-05	5.13E-05
<i>t=190s</i>	1.98E-03	1.98E-03	1.20E-03	1.99E-03	2.00E-03

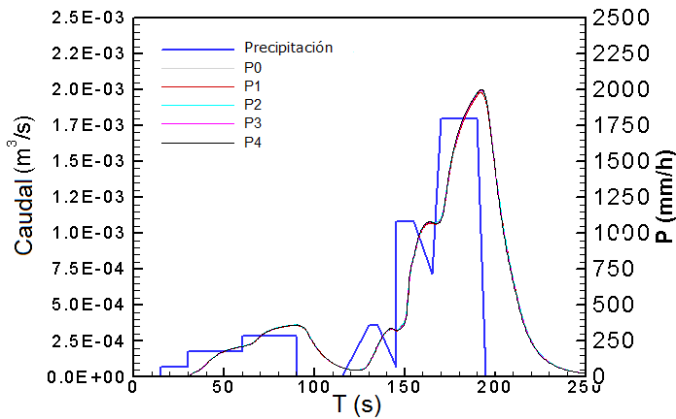


Figura 4.5. Hietograma de precipitación utilizado en los casos *P0*, *P1*, *P2*, *P3* y *P4* e hidrogramas de caudales obtenidos con el modelo numérico para los cinco casos.

4.2.1.2 Tensión superficial del agua

Otro factor que puede influir en los resultados es el efecto de la tensión superficial del agua en los experimentos. El montaje experimental tiene un tamaño reducido y, a esa escala, el tiempo que tarda el agua en convertirse en escorrentía superficial debido a las acumulaciones iniciales por efecto de la tensión superficial puede ser significativo. Para reducir el efecto de la tensión superficial se utilizó un tensoactivo y se compararon los resultados con los de los ensayos sin tensoactivo. Se comprobó que las diferencias en los resultados eran insignificantes y que, si las cantidades de tensoactivo no eran muy moderadas, se introducía una nueva fuente de error debido a la

generación de espuma en la probeta de recogida, que afecta a las mediciones de la sonda de calados y que podría afectar a la conductividad del agua y a la calibración de la sonda. Se decidió no utilizar ningún tensoactivo en los ensayos y reducir las medidas en este aspecto a limpiezas sistemáticas de la cuenca. En cualquier caso, es un efecto a tener en cuenta ya que su importancia aumenta medida que disminuye la intensidad de precipitación.

4.2.1.3 Uniformidad temporal del hietograma

El sistema de difusión de lluvia produce dos efectos que pueden influir en los resultados. El primero es que la intensidad de precipitación no es constante desde el inicio. Desde que empieza el ensayo la intensidad tarda aproximadamente 5 segundos en volverse constante, durante los cuales va aumentando de manera gradual. El segundo efecto se produce al cerrar la llave de paso, la lluvia no cesa completamente en ese instante si no que se produce un pequeño goteo que se prolonga durante un par de minutos debido al tiempo que tardan en disiparse las sobrepresiones en la red de tuberías.

Para estudiar la influencia de estos efectos en los resultados se estimó la intensidad de precipitación de dos formas diferentes:

- I_1 : Se asume que la precipitación es constante en todo momento (no existe goteo final ni desfase inicial). Por lo que la intensidad se estima como el cociente del volumen total recogido en la probeta (V_t) entre el área de la cuenca (A_c) y el tiempo de duración de la lluvia (T):

$$I_1 = \frac{V_t}{A_c \cdot T} \quad [4.3]$$

- I_2 : Se contabilizan los efectos anteriores asumiendo dos hipótesis:

- i. El incremento de intensidad inicial se supone lineal durante los primeros 5 segundos (t_0), tiempo a partir del cual la intensidad se asume constante hasta que se cierra la llave de paso. Se define V_0 como el volumen de agua generado durante los 5 primeros segundos.
- ii. El volumen de agua por goteo final (V_f) se supone igual para todos los ensayos, ya que no depende de la duración del ensayo sino de la presión y el agua que queda en las tuberías.

El hietograma de ensayo en este caso se define en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..** El volumen total de agua V_T que cae sobre la cuenca es igual a:

$$V_T = I(T - t_0) + V_0 + V_f$$
$$V_0 = (I \cdot t_0) / 2 \quad [4.4]$$

$$V_T = I \cdot T + (V_0 + V_f - I \cdot t_0) = I \cdot T + b$$

donde I es el valor de la intensidad de precipitación máxima que proporciona el sistema una vez se ha hecho constante (Figura 4.7) y $b = V_f - (I \cdot t_0)/2$ es constante para todos los ensayos. Representando todos los ensayos en un gráfico $V_T - T$ se obtiene por lo tanto una recta (Figura 4.6) con pendiente I y término independiente b . Una vez obtenidos estos valores podremos estimar el volumen de agua de goteo V_f como:

$$V_f = b + (I \cdot t_0) / 2 \quad [4.5]$$

Por otro lado en $t = 0$ $V_T = 0$ y en $t = t_0$ $V_T = V_0$, sustituyendo estos valores en [4.4] y [4.5] tenemos:

$$b = 0.414$$

$$V_f = 1,506 \text{ l}$$

$$V_0 = 1,093 \text{ l}$$

$$I_{\text{máx}} = 8.74\text{E-}05 \text{ m/s} = 315 \text{ mm/h}$$

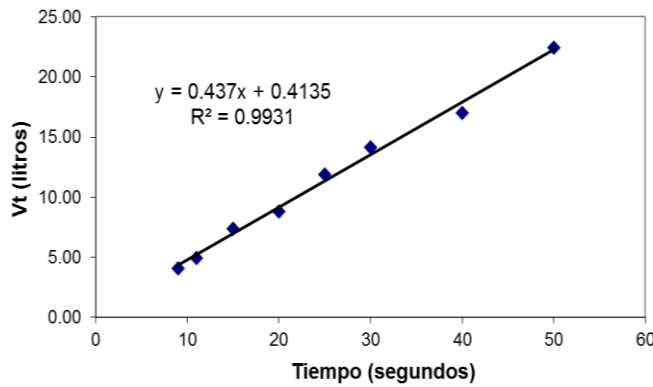


Figura 4.6. Representación gráfica de los valores $V_T - T$ y recta de ajuste.

De esta forma se puede estimar V_T para la duración de cada ensayo y a partir de V_T se calcula la intensidad de precipitación, asumiéndola esta vez como constante durante el periodo del ensayo, como:

$$I_2 = \frac{Vt - Vf}{T \cdot A_{\text{cuenca}}} \quad [4.6]$$

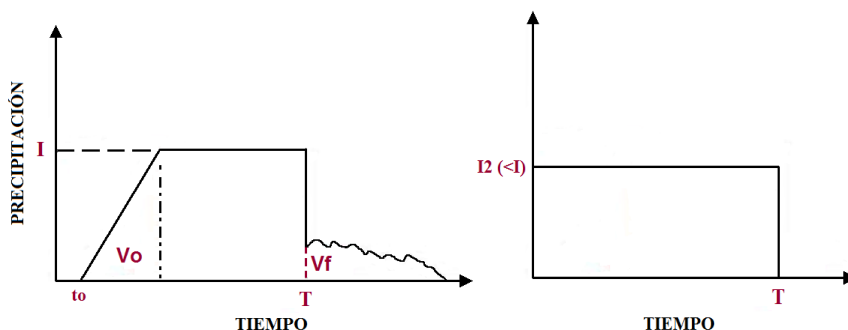


Figura 4.7. Estimación de la precipitación I_2 : Hietograma de ensayo hipotético (izquierda) y simplificación del mismo asumida para los calculos (derecha).

Durante la validación experimental del modelo se observa que el ajuste de los resultados es mejor para los casos en que se han valorado tanto el goteo final como el desfase inicial en la intensidad de precipitación en el caso de la primera campaña experimental, pero despreciable en las campañas experimentales segunda y tercera.

4.2.1.4 Filtrado de los datos y frecuencia de registro

A pesar de que el agua entra en la probeta de recogida directamente en el fondo, minimizando las oscilaciones turbulentas de la lámina de agua, éstas siempre se producen en alguna medida distorsionando las mediciones de la sonda de calado. Para depurar estas pequeñas perturbaciones es necesario realizar un filtrado de los datos que las suavicen sin distorsionar los resultados. Para filtrar los datos se realizaron dos medias móviles consecutivas sobre los mismos. Una primera media móvil sobre los datos de calados proporcionados por la sonda y una segunda sobre los valores de caudales calculados a partir de los primeros. Se probaron cinco combinaciones diferentes de periodos de medias móviles en la búsqueda del mejor ajuste posible (Figura 4.8) optando finalmente por establecer una

media móvil de periodo 2 segundos sobre los calados y otra de periodo 4 segundos sobre los caudales, para proporcionar un buen suavizado de los datos sin producir variaciones significativas sobre valores máximos y mínimos ni el instante en que se producen.

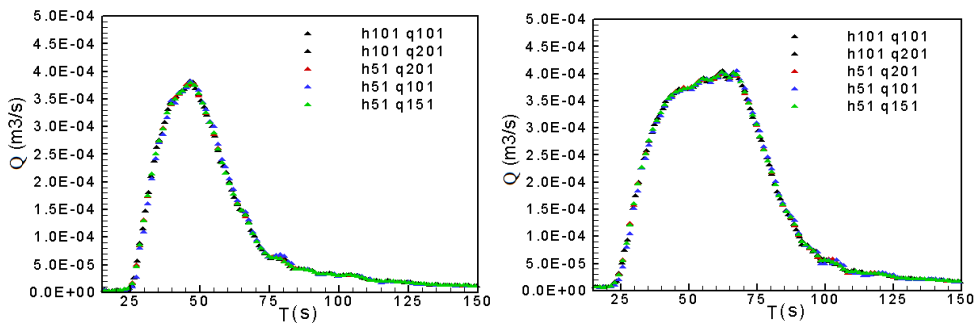


Figura 4.8. Hidrogramas experimentales para diferentes filtrados.

Para la elección de la frecuencia de muestreo se ajustó la frecuencia de registro al doble de la escala integral del tiempo (T_{int}) buscando garantizar que las medidas realizadas sean independientes estadísticamente, pero sin elevar demasiado el tiempo de medida. De esta forma se obtuvo una frecuencia de registro de 50 Hz que fue utilizada en todos los ensayos.

4.3 Ensayos realizados

Se realizaron tres campañas experimentales con un total de 157 ensayos (13 ensayos en la primera, 72 en la segunda y 72 en la tercera). En este apartado se presentan todos los ensayos realizados cuya nomenclatura sigue el siguiente código:

CODIGO GEOMETRÍA + QCAUDAL DE LLUVIA EN l/min + TDURACION
LLUVIA EN s

Los códigos de geometría son los siguientes:

- Primera campaña experimental (cuenca con barreras): una única geometría con código G1
- Segunda campaña experimental (edificios a gran escala): abarca ocho configuraciones geométricas con los códigos X20, X12, Y20, Y12, S20, S12, A20 y A12
- Tercera campaña experimental (edificios a pequeña escala): compuesta por ocho configuraciones geométricas siendo sus códigos L0, L1, L2, L3, L4, L5, L6 y L7

Las características específicas de cada configuración se explican en detalle en los apartados 4.3.1, 4.3.2 y 4.3.3.

De esta forma, el ensayo X20Q25T20 corresponderá a un ensayo realizados sobre la geometría X20 de la segunda campaña experimental, con un caudal de lluvia de aproximadamente 25 l/m (300 mm/h) y una duración de la precipitación de 20s. En los casos en los que la intensidad de precipitación no sea constante durante todo ensayo el código del caudal de lluvia no tomará un valor numérico si no la letra V (por ejemplo: G1QVT100).

4.3.1 Primera campaña experimental: cuenca con barreras

Los ensayos realizados en esta campaña fueron utilizados para una primera validación del modelo numérico de transformación lluvia-escorrentía sobre geometrías bidimensionales. El diseño experimental utilizado añade, sobre la cuenca base (Figura 4.1), dos barreras que aumentan el tiempo de concentración de la cuenca (Figura 4.9) y, por tanto, la longitud del hidrograma de salida. Estas barreras no son rebasadas en ningún momento

por el flujo de agua y no producen retenciones o embalsamientos permanentes. Todo el volumen de agua que cae sobre la cuenca es drenado por la misma. El tiempo de concentración de la cuenca para esta disposición es aproximadamente de 25 segundos. Sobre esta configuración se realizaron 12 ensayos que corresponden a 12 eventos de precipitación diferentes. Los primeros 8 ensayos tiene hietogramas de precipitación constantes durante todo el tiempo que dura la lluvia, en los 4 últimos la precipitación es variable, existiend tramos con hietogramas de valor constante intercalados con tramos en los que la precipitación cesa (Tabla 4.5 y Figura 4.9).

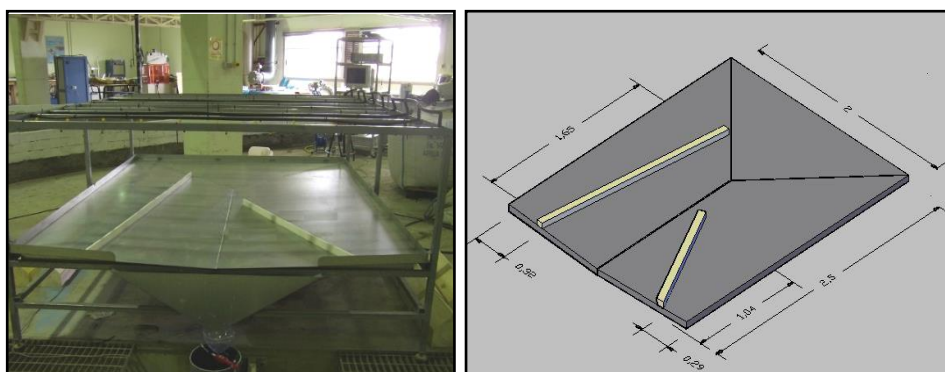


Figura 4.9. Primera campaña experimental: montaje experimental utilizado.

Tabla 4.5. Duración e intensidad de precipitación de los ensayos con precipitación constante (I_1 e I_2 calculadas según lo expuesto en el apartado 4.2).

Ensayo	Duración precipitación (s)	I_1 media (mm/h)	I_2 media (mm/h)	I_2 : % $I_{máx}$
G1Q25T11	11	315.00	225.36	72
G1Q25T15	15	354.60	281.88	90
G1Q25T20	20	317.52	262.80	84
G1Q25T25	25	341.28	299.16	95
G1Q25T30	30	335.88	303.48	96
G1Q25T40	40	304.20	279.00	89
G1Q25T45	45	316.8	-	-
G1Q25T50	50	321.48	301.32	96

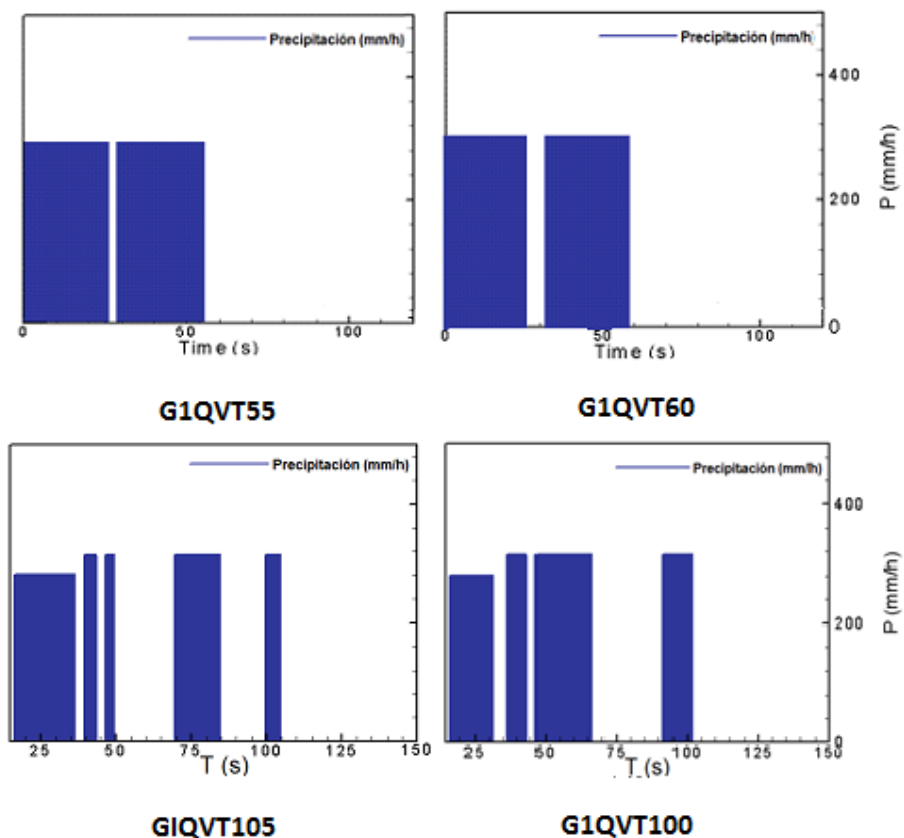


Figura 4.10. Hietogramas de cálculo de los ensayos con precipitación variable

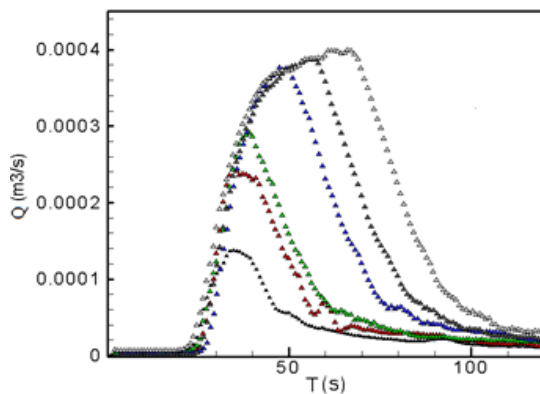


Figura 4.11. Primera campaña experimental: hidrogramas de caudales obtenidos. De menor a mayor caudal punta, casos G1Q25T11 al G1Q25T40 según Tabla 4.5.

4.3.2 Segunda campaña experimental: edificios a gran escala

En estos ensayos se configuraron diferentes cuencas urbanas disponiendo bloques que imitan edificios sobre la cuenca base (Figura 4.12). Los edificios tienen una base de 20x30 cm, una altura de 22 cm y un tejado a dos aguas con una pendiente de 0.45.

Los resultados de esta campaña experimental se utilizaron tanto para la validación del modelo numérico como para la validación y comparación de diferentes metodologías a la hora de incluir edificios y obstáculos en el modelo (las metodologías *Building Block*, *Building Hole*, *Aproximación Porosa* y *Aproximación de Manning* revisadas en el Capítulo 2).

Se estudiaron ocho configuraciones urbanas distintas como se muestra en la Figura 4.12 (Geometrías Y20, Y12, X20, X12, S20, S12, A20 y A12), cada una de ellas para doce hietogramas de precipitación diferentes (Tabla 4.6) obteniendo como resultado doce hidrogramas de salida para cada configuración (Figura 4.15).

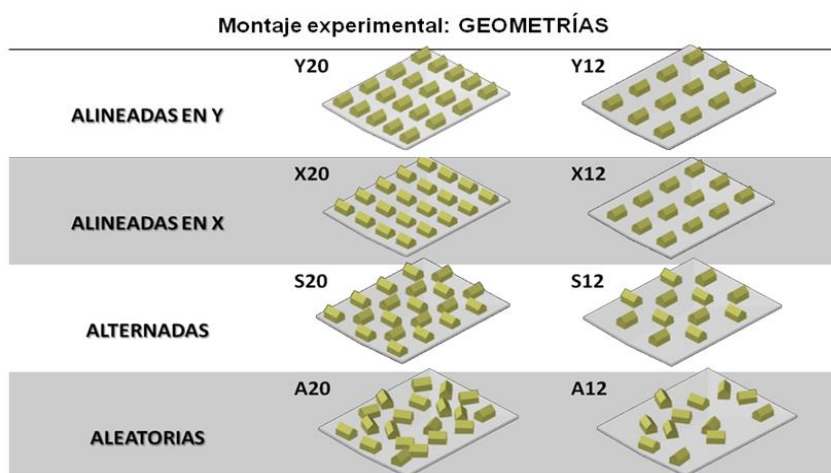


Figura 4.12. Configuraciones urbanas estudiadas.



Figura 4.13. Montaje experimental. Geometrías S20 y A20.

Como se mencionó anteriormente, se diseñó la topografía de la cuenca artificial con tres planos de 0.05 de pendiente que se interseccionan. Sin embargo, debido a pequeñas deformaciones en los planos por efecto del uso, cuando la segunda y tercera campaña experimental fueron llevadas a cabo la topografía real de la cuenca era diferente a la de diseño, variando también la pendiente media. Con el fin de estudiar el efecto de estas pequeñas variaciones topográficas en los cálculos numéricos se realizó una nueva medición de la topografía de la cuenca.

Para la medición de la topografía de la cuenca se realizaron llenados sucesivos de la misma a diferentes niveles de lámina de agua. El agua de llenado se mezcló con un trazador (rodamina) que permite delimitar visualmente el contorno de cada nivel de llenado. Para cada uno de estos niveles se tomó una foto aérea de la cuenca que fue ortorectificada mediante tratamiento con software GIS. En cada ortofoto puede apreciarse el contorno de cada nivel de lámina de agua y, con esta información, la posición de las curvas de nivel de la cuenca quedan definidas (Figura 4.14).

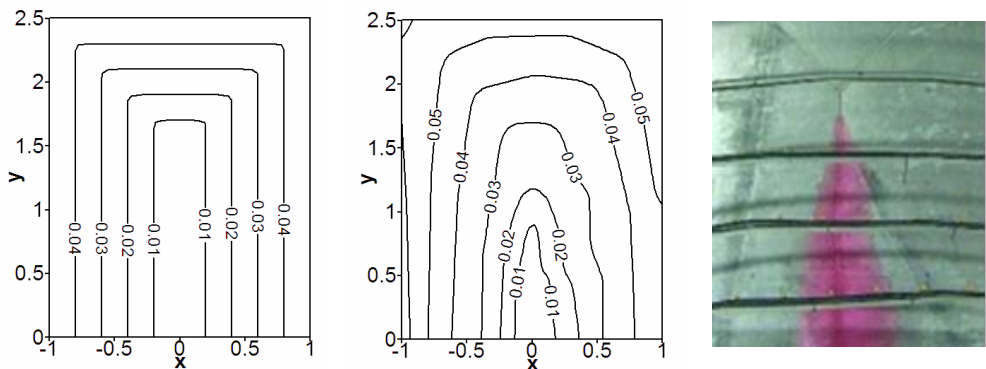


Figura 4.14. Topografía de diseño (izquierda), topografía real (centro) y ortofoto utilizada para la medición de la topografía real (derecha).

Tabla 4.6. Hietogramas de precipitación utilizados en la segunda campaña experimental.

Hietograma	Intensidad precipitación	Duración	Caudal de lluvia
Q7T20	84 mm/h	20s	7 l/min
Q7T40	84 mm/h	40s	7 l/min
Q7T60	84 mm/h	60s	7 l/min
Q15T20	180 mm/h	20s	15 l/min
Q15T40	180 mm/h	40s	15 l/min
Q15T60	180 mm/h	60s	15 l/min
Q25T20	300 mm/h	20s	25 l/min
Q25T40	300 mm/h	40s	25 l/min
Q25T60	300 mm/h	60s	25 l/min

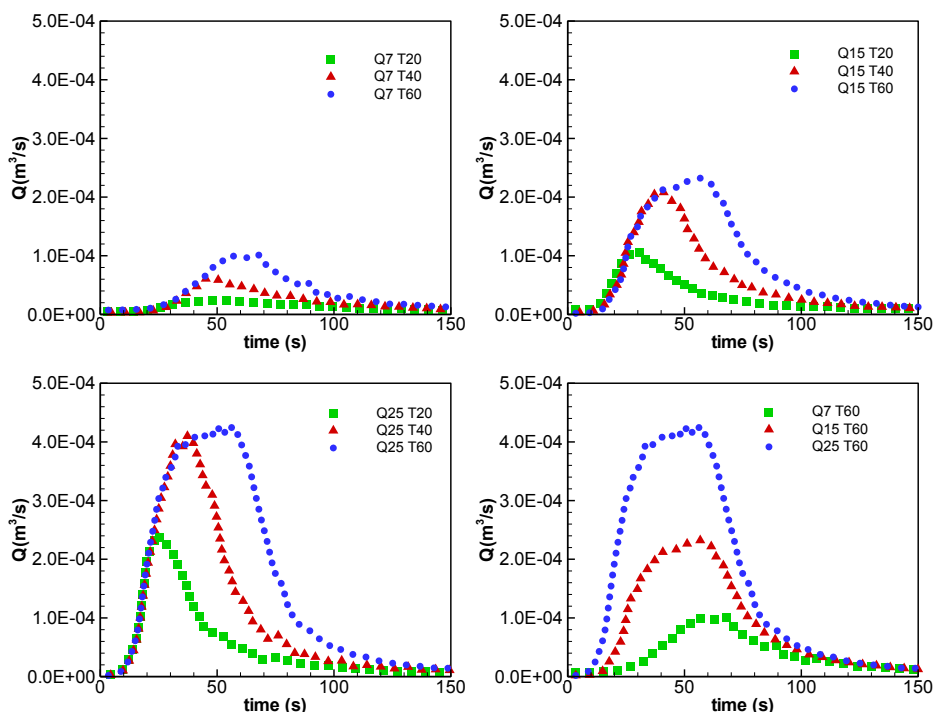


Figura 4.15. Resultados experimentales de la geometría Y20.

4.3.3 Tercera campaña experimental: edificios a pequeña escala

Para la realización de esta campaña se utilizan configuraciones urbanas en escala más reducida que en las anteriores. Además, en esta campaña experimental se utilizan diferentes combinaciones de rugosidades de lecho con el objetivo de estudiar su efecto.

Las diferentes configuraciones estudiadas representan configuraciones urbanas idealizadas, donde los edificios se simulan mediante bloques rectangulares de polietileno de 5x5cm de base. Estos prismas se colocan en diferentes posiciones sobre bases del mismo material y/o sobre una superficie de yeso (dependiendo de la configuración) que en cada ensayo cubren un porcentaje diferente del área total de la cuenca. Las bases de

polietileno contienen pequeños obstáculos cilíndricos que funcionan a modo de engranajes con los bloques (montaje tipo “Lego”). Este sistema permite encajar correctamente y de manera sencilla los bloques sobre las bases y ofrece una gran flexibilidad para variar la posición de los mismos. -.

En total se utilizaron tres superficies de escorrentía diferentes, combinadas o no entre sí dependiendo del ensayo.

- **Superficie metálica de la cuenca.** Lisa y homogénea
- **Bases de polietileno.** Superficie lisa con pequeños salientes cilíndricos de aproximadamente 1cm de diámetro y 3 mm de alto, y equiespaciados entre sí 15 cm (Figura 4.16). Estos salientes obstaculizan el flujo cuando los calados son pequeños y actúan como una “macro-rugosidad” para láminas de agua de mayor espesor.
- **Superficie de mortero:** Mortero blanco con acabado impermeable. Su aspecto similar al yeso, es homogéneo y de acabado liso.

Se estudiaron nueve configuraciones experimentales distintas: L0, L1, L2, L3, L4, L5, L6, L7 y L8 (Figura 4.19). A continuación se explican las principales características de cada uno de estos montajes.

- *Configuración L0*

En los tres primeros diseños estudiados se colocaron dos bases de polietileno en los laterales de la cuenca artificial, dejando el resto de la cuenca con superficie metálica. De esta manera se consigue una rugosidad variable en el espacio. La superficie de la parte más aguas arriba de la cuenca y de un cauce principal de 40 cm de ancho siguen siendo metálicas. En esta configuración no se incluye ninguna edificación.

- *Configuración L1*

La configuración L1 mantiene las rugosidades de lecho de la configuración L0, y añade a cada una de las dos bases de polietileno un grupo de edificios de 6x14 bloques (84 edificios en cada base), alineados entre sí y con una separación entre edificios de 2.5 cm (Figura 4.16).

- *Configuración L2*

Esta configuración sólo se diferencia de L1 en la disposición relativa de los bloques. En este caso los edificios no están alineados si no que se disponen alternadas en la dirección X del flujo y alineadas en la dirección Y (Figura 4.16 y Figura 4.19). Con esta disposición se pretende aumentar el tiempo de concentración de la cuenca y fomentar flujos más complejos (mayor pérdida de carga, mayor turbulencia, rotura de los canales principales...). La distancia entre bloques es de 2.5 cm.



Figura 4.16. Configuración L0 (izquierda) y detalles de los bolques de L1 (centro) y L2 (derecha).

- *Configuración L3*

Esta configuración añade a la configuración L2 mayor superficie de bases de polietileno en la parte superior de la cuenca. Sobre esta nueva superficie

se disponen otro grupo de edificaciones sumando un total de 218 bloques (Figura 4.17).



Figura 4.17. Configuración L3.

- *Configuración L4*

En la geometría planteada en este caso toda la cuenca se encuentra cubierta de bases de polietileno. No existe por tanto escorrentía sobre superficie metálica, y la rugosidad de fondo en toda la superficie de la cuenca es la misma. Los bloques tienen la misma disposición que en el caso L3 (Figura 4.19).

- *Configuración L5*

Mantiene toda la superficie de la cuenca cubierta de bases de polietileno como en L4, diferenciándose de esta en la disposición de los bloques que, aun siendo el mismo número y con la misma distancia relativa entre ellos que en el caso L4, en este caso pasan a invadir el cauce principal de la cuenca (Figura 4.19).

- *Configuración L6*

De esta configuración en adelante los ensayos pasan de realizarse sobre superficies metálicas y plásticas a realizarse sobre una superficie de yeso de la que sobresalen los bloques. La base de la cuenca es de yeso en su totalidad. En la geometría L6 el número de bloques utilizado es el mismo que en las configuraciones L4 y L5. En este caso los bloques se encuentran alineados en la dirección X del flujo y alternados en la dirección Y (Figura 4.18).

- *Configuración L7*

Esta configuración se diferencia de la anterior en el número de bloques que la conforma y en la distancia relativa entre los mismos. Para una misma superficie edificada que en el anterior caso el número de bloques en esta geometría es sólo de 63 frente a los 182 que tenía la anterior. La separación entre bloques en este caso pasa de los 2.5 cm de las geometrías anteriores a los 12 cm (Figura 4.18).



Figura 4.18. Configuraciones L6 (izquierda) y L7 (derecha)

- *Configuración L8*

En este caso la superficie de cuenca artificial está cubierta con mortero blanco pero sin ningún bloque sobre ella. La cuenca vuelve a estar vacía y lisa.

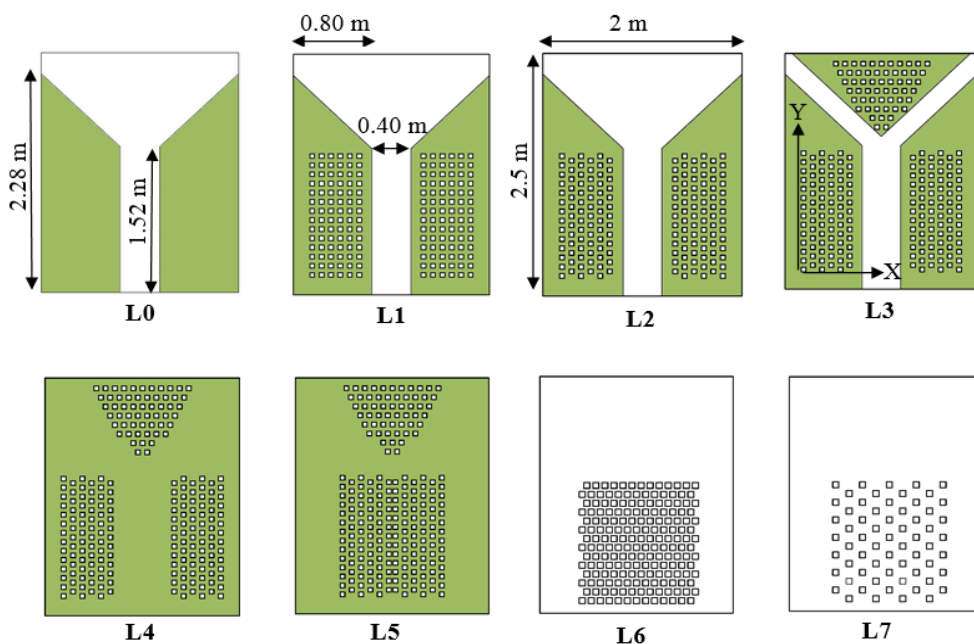


Figura 4.19. Configuraciones de la tercera campaña experimental.

Sobre cada una de las geometrías presentadas se ensayaron 9 hietogramas de precipitación, similares a los utilizados en la segunda campaña experimental pero con intensidades ligeramente superiores (

Tabla 4.7)

Tabla 4.7. Hietogramas de precipitación utilizados en la tercera campaña experimental.

Hietograma	Intensidad precipitación	Duración	Caudal de lluvia
Q15T20	180 mm/h	20s	15 l/min
Q15T40	180 mm/h	40s	15 l/min
Q15T60	180 mm/h	60s	15 l/min
Q20T20	240 mm/h	20s	20 l/min
Q20T40	240 mm/h	40s	20 l/min
Q20T60	240 mm/h	60s	20 l/min
Q25T20	300 mm/h	20s	25 l/min
Q25T40	300 mm/h	40s	25 l/min
Q25T60	300 mm/h	60s	25 l/min

Se puede observar que, al contrario de lo esperado, para las configuraciones L0, L1, L2 y L3 los hidrogramas de caudales generados a la salida de la cuenca a penas se diferencian entre sí para cada uno de los hietogramas de precipitación, siendo las diferencias que se aprecian entre ellos siempre menores de un 15% (Figura 4.20). Estas diferencias son poco relevantes teniendo en cuenta que la incertidumbre de los propios ensayos se estima en un 10%. Lo mismo ocurre con las geometrías L4 y L5 en los que las diferencias en los resultados son poco significativas (Figura 4.21). Esto se debe a que para estas geometrías las pérdidas de carga que se producen por causa del propio efecto de los pivotes que recubren las bases de polietileno (Figura 4.16) son tan altas que, a su lado el efecto de los bloques es prácticamente inapreciable. El caso opuesto es el de las geometrías L6, L7 y L8 que al realizarse sobre una superficie más lisa tienen pérdidas de carga

mucho menores y sí se desprenden resultados experimentales sensiblemente diferentes (Figura 4.22).

Los resultados obtenidos en las geometrías L6, L7 y L8 se han utilizado en la validación del modelo numérico de onda dinámica y de las ecuaciones de aguas someras con porosidad o aproximación porosa (Soares-Frazao et al. 2008; Cea y Vázquez-Cedón 2010).

Tabla 4.8. Superficies y materiales utilizados durante los ensayos L0 a L8

		MATERIALES DE LA SUPERFICIE					
		POLIETILENO		METAL		MORTERO	
		Área (m²)	% superficie total	Área (m²)	% superficie total	Área (m²)	% superficie total
CONFIGURACIÓN	L0	3m²	60%	2m²	40%	0	0%
	L1	3m²	60%	2m²	40%	0	0%
	L2	3m²	60%	2m²	40%	0	0%
	L3	3.8m²	76%	1.2m²	24%	0	0%
	L4	5m²	100%	0m²	0%	0	0%
	L5	5m²	100%	0m²	0%	0	0%
	L6	0m²	0%	0m²	0%	5	100%
	L7	0m²	0%	0m²	0%	5	100%
	L8	0m²	0%	0m²	0%	5	100%

Tabla 4.9. Principales características de las configuraciones L0 a L8.

CONFIGURACION	Nº DE "BLOQUES"	SUPERFICIE ZONA EDIFICADA (m ²)	DENSIDAD BLOQUES EN ZONA EDIFICADA (bloques/m ²)	SITUACIÓN ZONA EDIFICADA	RESULTADOS
L0	0	0	0	-	

CONFIGURACION	Nº DE "BLOQUES"	SUPERFICIE ZONA EDIFICADA (m ²)	DENSIDAD BLOQUES EN ZONA EDIFICADA (bloques/m ²)	SITUACIÓN ZONA EDIFICADA	RESULTADOS
L1	168	1.4m ²	120	2 zonas laterales	Poco diferenciables entre sí
L2	162	1.4m ²	116	2 zonas laterales	
L3	218	1.9m ²	115	2 zonas laterales y 1 superior	
L4	218	1.9m ²	115	2 zonas laterales y 1 superior	Poco diferenciables entre sí
L5	218	1.9m ²	115	1 zona central y 1 superior	
L6	182	1.6m ²	114	1 zona central	Único
L7	63	1.6m ²	40	1 zona central	Único
L8	0	0	0	-	Único

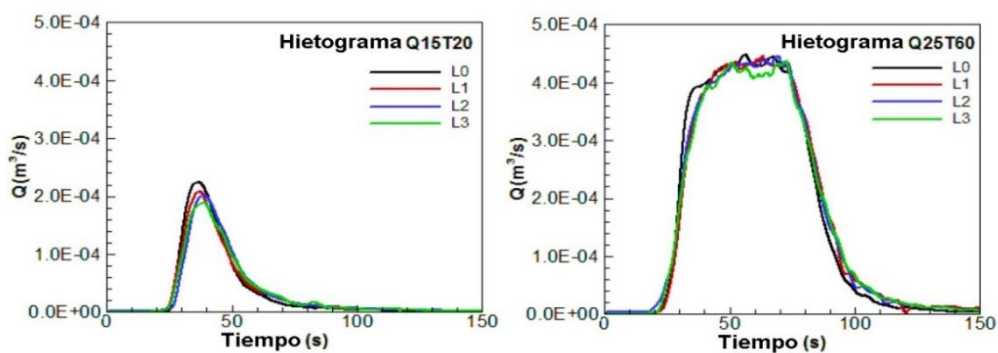


Figura 4.20. Comparación de resultados para las geometrías L0, L1, L2 y L3.

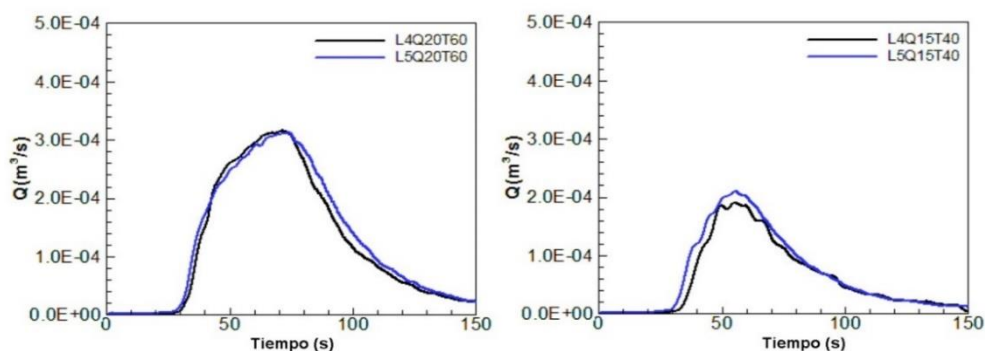


Figura 4.21. Comparación de resultados para las geometrías L4 y L5. Hietogramas Q20T60 (izquierda) y Q15T40 (derecha).

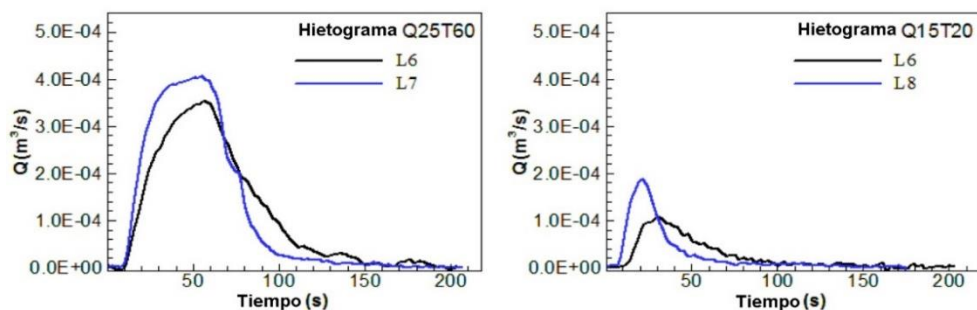


Figura 4.22. Comparación de los resultados experimentales obtenidos en la configuraciones L6, L7 y L8.

4.4 Resultados

4.4.1 Primera campaña experimental: cuenca 2D con barreras

En esta campaña se llevaron a cabo los doce ensayos ya definidos (Tabla 4.5. y Figura 4.10). En los ocho primeros ensayos la precipitación dura un determinado intervalo de tiempo y a partir del momento en que ésta se corta ya no vuelve a empezar. Para estos ensayos el hietograma de precipitación

se estableció mediante la estimación I2. Los cuatro últimos ensayos, en cambio, tienen un hietograma algo más complejo, con varios periodos de precipitación alternados con periodos en los que la lluvia es interrumpida. Para estos casos el hietograma de cálculo se estima mediante la aproximación I2 sólo en el primer tramo (antes de la primera interrupción de la precipitación) después se asume que la presión en las tuberías se mantiene, por lo que el desfase inicial es despreciable y la intensidad es directamente la máxima que proporciona el sistema. Las intensidades de precipitación estimadas para cada ensayo se muestran en la Figura 4.9 y en la Tabla 4.5. El coeficiente de Manning adoptado para todos los casos es $n=0.009$. La discretización de los términos de flujo conventivo se realiza mediante un esquema descentrado de Roe de orden 2.

La

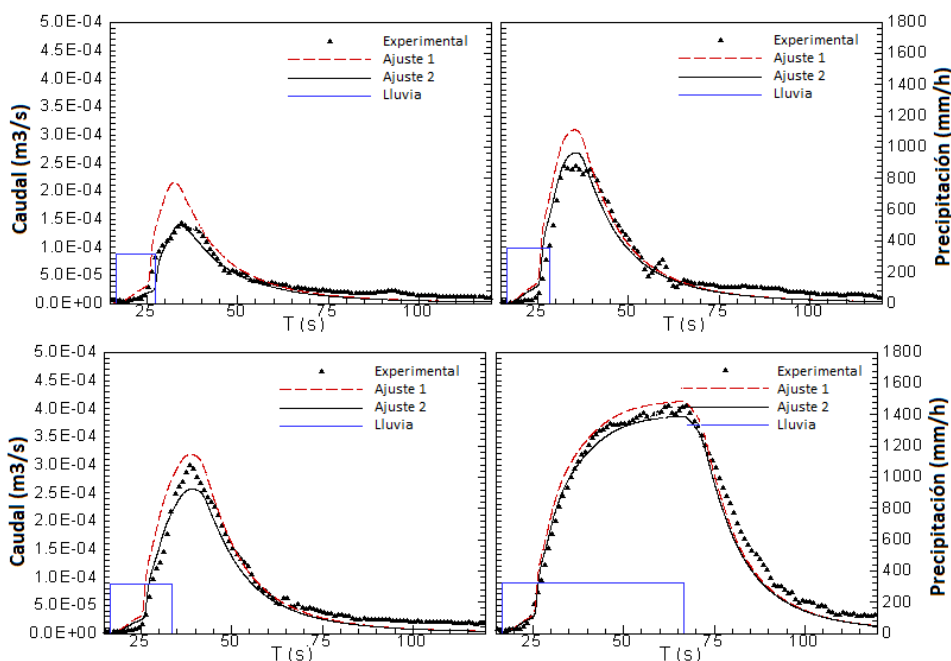


Figura 4.23 muestra la comparación de algunos de los resultados obtenidos

experimental y numéricamente para las dos aproximaciones de intensidad de precipitación planteadas en el apartado 4.2.1.3. Se observa que el ajuste es mejor para los casos en que se han valorado tanto el goteo final como el desfase inicial en la intensidad (I2). La aproximación I1 sobreestima los caudales punta y esto se nota especialmente en los ensayos de corta duración, ya que el volumen de goteo es porcentualmente mayor sobre el volumen total cuanto menor es la duración de la lluvia. Por esto, en los ensayos cortos en los que no se corrige el efecto de V_f la intensidad está sobreestimada. Para ensayos donde la duración de la lluvia es mayor, el volumen de agua del goteo final es menos significativo sobre el volumen total por lo que la variación al tenerlo en cuenta o no es mucho menor.

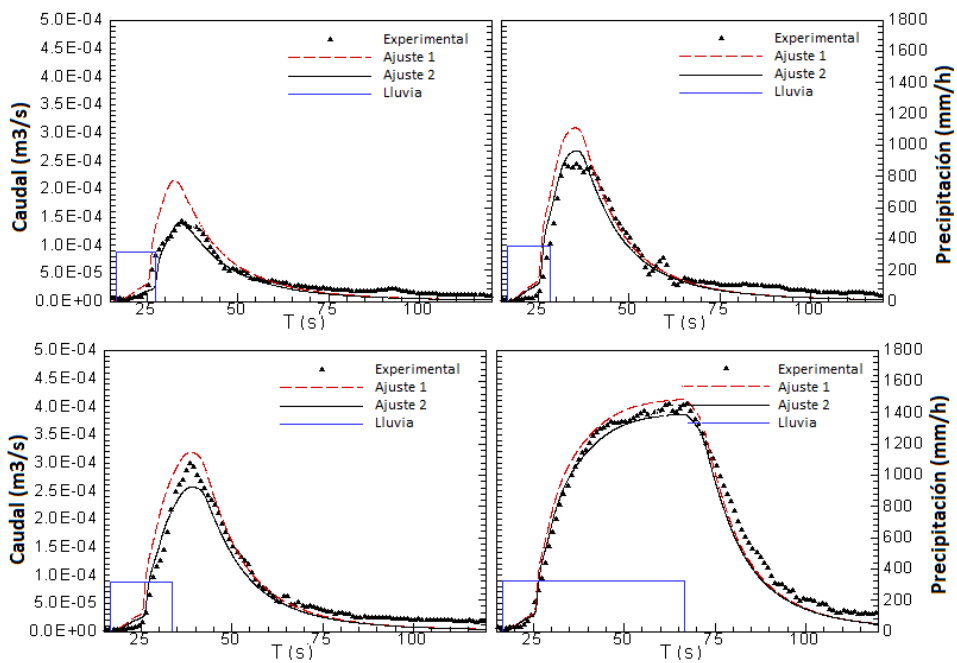


Figura 4.23. Comparación entre los resultados experimentales y los numéricos para los

dos ajustes de precipitación. De izquierda a derecha y de arriba abajo casos G1Q25T11, G1Q25T15, G1Q25T20 y G1Q25T50.

La Figura 4.24 muestra el ajuste final entre los hidrogramas de salida numérico y experimental. Considerando las diferentes fuentes de incertidumbre en los resultados experimentales que han mencionado anteriormente, el ajuste es muy satisfactorio. La forma del hidrograma se predice bien en todos los casos, aunque pueden existir pequeños errores en la medición de la intensidad de la lluvia ya que esta se hace de manera indirecta a partir del volumen recogido.

Por otro lado, la cola de los hidrogramas está algo subestimada por el modelo numérico debido al goteo final que se produce en los ensayos, tiempo durante el cual en el modelo numérico se estima que la precipitación es cero. En el caso G1QVT55 el primer pico de descarga se produce cuando la lluvia se detiene por primera vez. En ese momento el hidrograma comienza a disminuir. Después de 4 segundos, la lluvia comienza de nuevo, pero el caudal continúa descendiendo durante aproximadamente 6 segundos, y pasa algún tiempo hasta que la nueva entrada de agua llega a la salida. Esto se repite de forma análoga para los casos G1QVT60, G1QVT105 y G1QVT100. Cabe destacar la capacidad del modelo para predecir este proceso y el segundo pico de descarga.

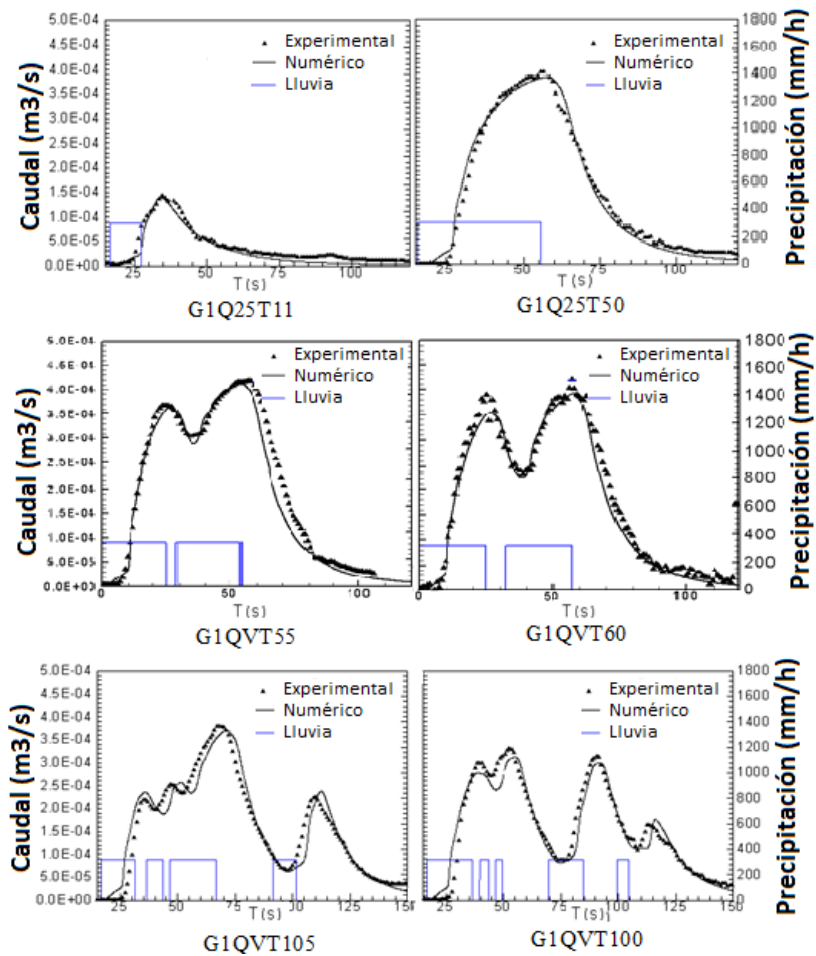


Figura 4.24. Hidrogramas numérico-experimentales primera campaña experimental.

Casos G1Q25T11, G1Q25T50, G1QVT55, G1QVT60, G1QVT105 y G1QVT100.

4.4.2 Campañas experimentales segunda y tercera: edificios a gran y pequeña escala

En el modelo se utilizaron cuatro métodos diferentes para contabilizar los efectos de los edificios en el desarrollo del flujo, el método de *building hole* (BH), el método *building block* (BB), la aproximación porosa (*porosity*

approach o PA) y la aproximación mediante coeficiente de Manning (*Manning approach* o MA).

Según lo comentado en el Capítulo 2, tener en cuenta la geometría exacta de un área urbana en un modelo bidimensional (métodos *Building Hole* o BH y *Building Block* o BB) es en general extremadamente difícil. Esto es debido a que implica conocer esa geometría en detalle y a la cantidad de celdas numéricas (o puntos) que serían necesarios definir para representar el flujo en ella. Es por esto que en la práctica habitualmente los cálculos se realizan mediante modelos poco detallados de mallas gruesas, cuyos resultados pueden, por ejemplo, utilizarse para proporcionar condiciones de contorno para modelos de mayor detalle (Downscaling). En estos modelos de mallas gruesas, las zonas urbanas se representan generalmente como áreas con una mayor fricción, para tener en cuenta el aumento de la resistencia inducida por la presencia de edificios, u otros obstáculos, en las llanuras de inundación (método del coeficiente de Manning o MA).

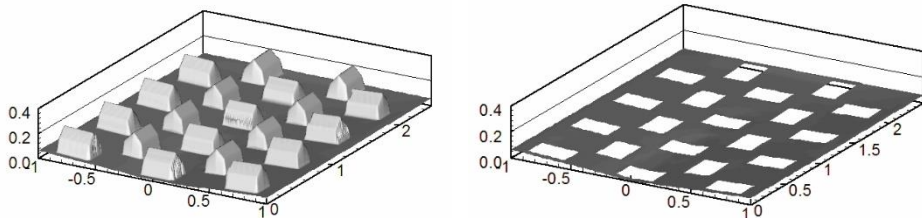
Soares-Fraza et al. (2008) proponen un enfoque intermedio que, al igual que el MA, tiene en cuenta el efecto de las áreas urbanizadas en el desarrollo de flujo de una forma macroscópica (sin detallar la geometría urbana). Esta aproximación trata de representar tres características esenciales de la corriente, en un intento de mejorar los resultados de la MA que no tiene en cuenta el efecto de las dos primeras. Estas características son (i) la reducción del volumen disponible para el almacenamiento de agua dentro de la zona urbanizada, (ii) la reducción en la sección disponible para el flujo debido a la presencia de edificios, estructuras, etc, y (iii) la pérdida de energía extra inducida por los edificios al actuar como obstáculos en el caso de inundación (Soares-Fraza et al., 2004). La propuesta consiste en la caracterización de

la zona urbana por una porosidad que actúa tanto en el almacenamiento como en el desarrollo del flujo (método *Porosity Approach* o PA).

De esta forma, los dos primeros métodos estudiados (BH y BB) incluyen una definición detallada la geometría, y por lo tanto, proporciona una información más precisa del campo de flujo. Estos enfoques requieren de mallas finas en las proximidades de la zona urbana. Por otro lado, la aproximación con coeficiente de Manning (MA) y la aproximación porosa (PA) contabilizan de una manera macroscópica los efectos de las zonas urbanizadas, teniendo en cuenta las pérdidas de carga adicionales que se producen en el flujo e incluyendo, además, en el caso del enfoque PA, un parámetro de porosidad efectiva en las ecuaciones (Soares-Frazao et al. (2008).

4.4.2.1 Métodos con geometría urbana detallada: Building hole (BH) y Building block (BB)

Los enfoques BH y BB han sido utilizados también por Schubert et al. (2008) en modelos de escorrentía urbana. En el enfoque de BH los edificios están representados como agujeros en la malla numérica, y se impone en los bordes una condición de contorno deslizante. En el método BB los edificios están incluidos con su geometría y elevación en la malla, la cota de fondo adopta la elevación del edificio (Figura 4.25).



1) Método Building Block (BB)

2) Método Building Hole (BH)

Figura 4.25. Métodos de representación de los edificios en la malla de cálculo.

Como ya se ha comentado en capítulos anteriores, el enfoque de BH puede representar con exactitud el contorno de los edificios con mallas más gruesas (Schubert et al. 2008), mientras que el BB necesita refinar la malla localmente alrededor de los obstáculos urbanos para conseguir una buena aproximación a su forma. Por esta razón, el método BB es físicamente más realista pero el método BH es más eficiente. en la modelización numérica de flujos de escorrentía la aproximación BH es más eficiente. Además, al utilizar el enfoque de BH podría ser necesario incrementar artificialmente la intensidad de lluvia con el fin de tener en cuenta la lluvia que cae sobre el tejado de los edificios, que no están incluidos en la malla numérica. Esto no es necesario con el método de BB. Otra ventaja del enfoque de BB es que los edificios se incluyen automáticamente en el modelo a partir de la topografía, sin que sea necesario definir el contorno de los edificios en la malla numérica.

En todas las simulaciones realizadas el coeficiente de rozamiento de fondo se simula con la fórmula de Manning para flujo turbulento. Aunque en las primeras etapas de los experimentos el flujo se comporta de manera cercana al régimen laminar (debido a que el calado es mínimo) el efecto de las gotas de lluvia y la rugosidad de la superficie contribuyen a provocar turbulencias en un corto intervalo de tiempo. En todos los casos presentados en este estudio, la fórmula de Manning de rugosidad de fondo dio buenos resultados y, por tanto, no fue necesario recurrir a una formulación más sofisticada. En todos los contornos cerrados se impuso una condición de contorno de deslizamiento libre. En la salida de la cuenca se impuso como condición de contorno el calado crítico, condición muy similar a la realidad debido a que

a la salida de la cuenca el agua se precipita a modo de cascada hacia la probeta de aforo, en un funcionamiento similar al de un vertedero.

En todos los cálculos el parámetro de tolerancia seco-mojado se fijó en $\epsilon_{wd} = 10^{-6}$ m. Los valores más bajos del parámetro ϵ_{wd} fueron analizados en las simulaciones con el fin de estar seguros de que no afecta a la precisión de los resultados numéricos.

Se realizó un análisis de convergencia de malla para las geometrías más representativas de cada campaña experimental. Para las simulaciones de la segunda campaña experimental se utilizó la geometría S20, por tener patrones de flujos más complejos y por ello necesitar la mayor resolución de malla. A fin de obtener un abanico de soluciones independientes se probaron tres mallas con una resolución espacial diferente, son las llamadas S20m0 (1309 elementos), S20m1 (3.606 elementos) y S20m2 (7553 elementos). A la vista de la comparación de los resultados de velocidad, calado y caudal de salida obtenidos con las tres mallas (Figura 4.26), se decidió trabajar con una resolución de malla similar a la malla S20m1. Un tamaño de malla similar se utilizó con toda las demás geometrías de la segunda campaña experimental.

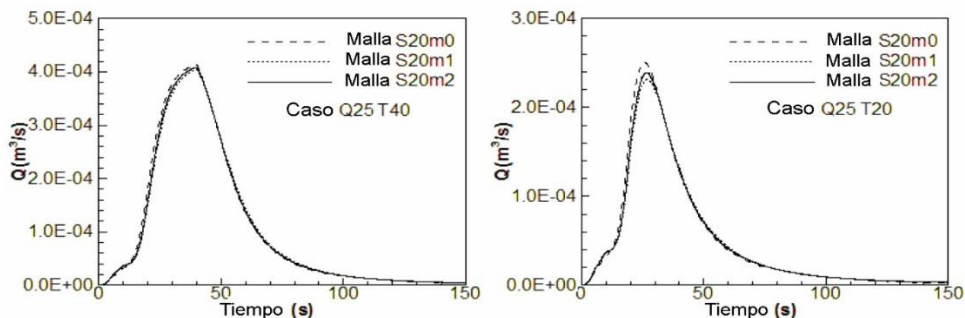


Figura 4.26. Análisis de convergencia en malla. Geometría S20. Hietogramas Q_{25T40} (izquierda) y Q_{25T20} (derecha).

Sin embargo, incluso para el método BH la malla numérica de cada configuración debe de ser lo suficientemente fina para resolver adecuadamente el flujo alrededor de los edificios. Esto implica que el tamaño de malla para las configuraciones L1-L7 debe de ser mucho más fino que para las configuraciones de la segunda campaña experimental (

Tabla 4.11). En las Figuras Figura 4.28Figura 4.29Figura 4.30 se muestra un detalle de las mallas numéricas elegidas después del análisis de convergencia de las configuraciones L6 y L7 y ejemplos de campos de calados y velocidades tras las simulaciones numéricas.

Tabla 4.10. Tamaños de malla tras el análisis de convergencia en malla para la segunda campaña experimental

	Número de elementos	Tamaño de elemento entre edificios (cm ²)
X20	3480	11
Y20	3480	11
S20	3626	10.5
A20	3426	5
X12	3912	11
Y12	3912	11
S12	3864	11
A12	8930	5

Tabla 4.11. Tamaños de malla tras el análisis de convergencia en malla para la tercera campaña experimental

	Número de elementos	Tamaño de elemento entre edificios (cm ²)
L0	10054	Cuenca sin edificios
L1	6000	3
L2	7395	3
L3	4910	6
L4	4910	6
L5	4324	6
L6	4164	5
L7	5472	5
L8	936	Cuenca sin edificios

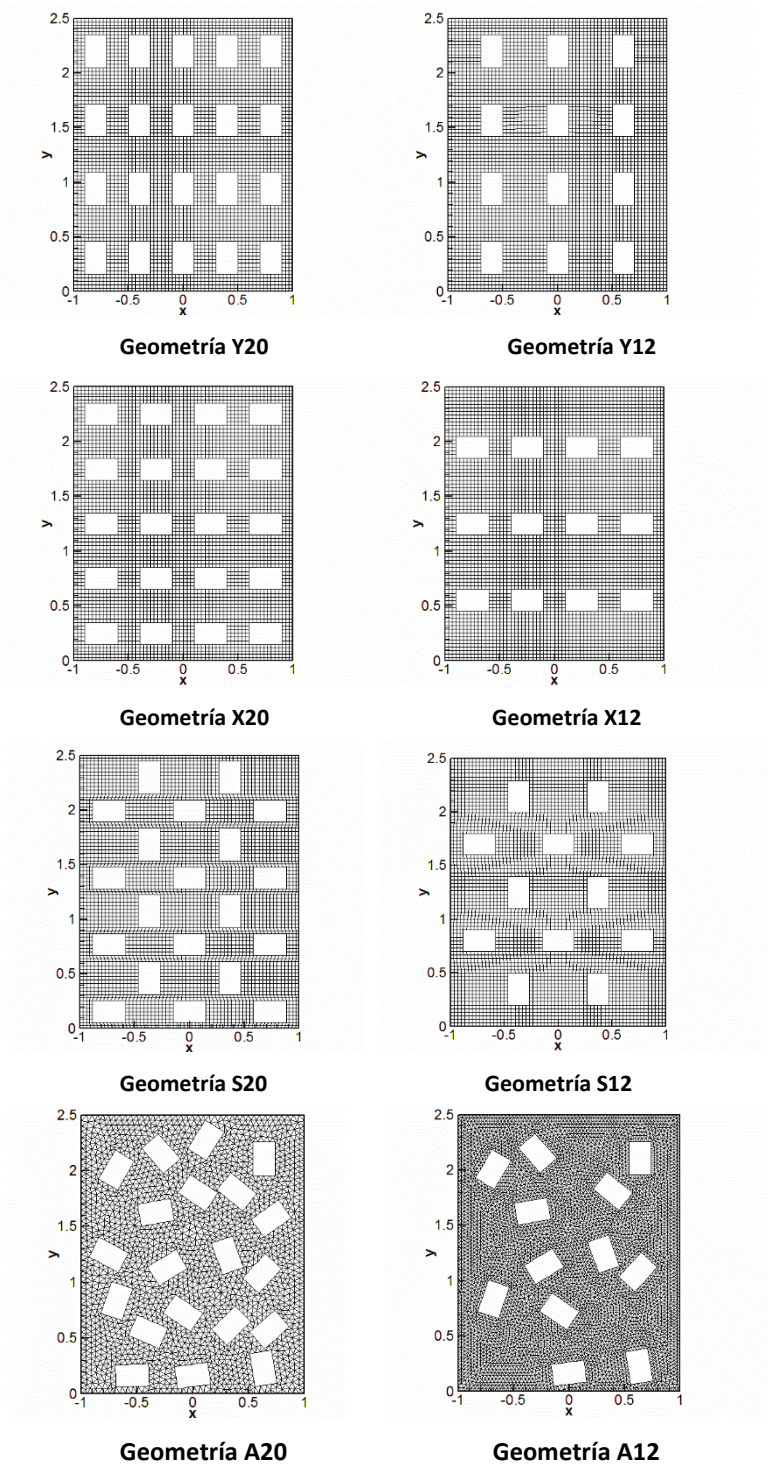


Figura 4.27. Mallas de cálculo de la primera campaña experimental. Método BH.

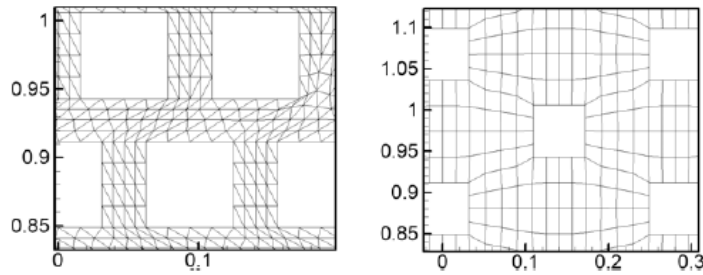


Figura 4.28. Detalle de las mallas de cálculo utilizadas en las geometrías L6 (izquierda) y L7 (derecha)

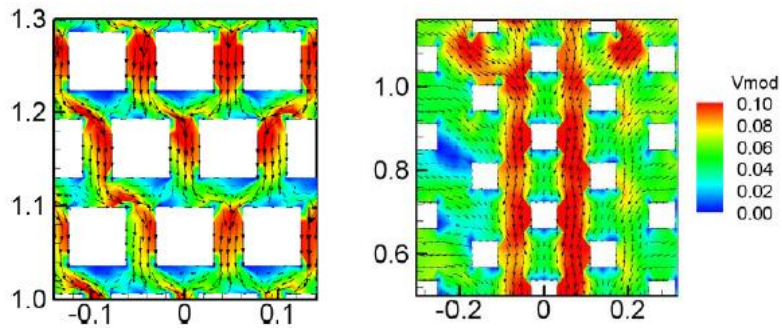


Figura 4.29. Campos de velocidades en el instante $t=20$ s para el hietograma Q15T20. Geometrías L6 (izquierda) y L7 (derecha).

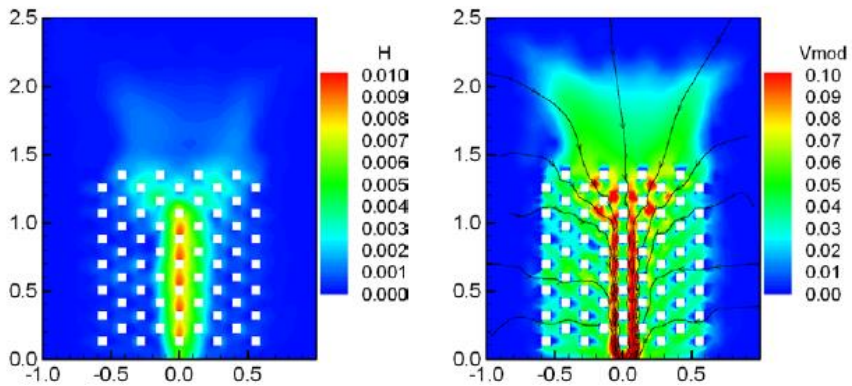


Figura 4.30. Campos de calados en metros (izquierda) y de veolciades en m/s (derecha) en el instante $t=20$ s. Hietograma Q15 T20. Geometría L7.

El rozamiento fue modelizado con la fórmula de Manning utilizando un coeficiente constante para la cuenca entera, siendo este el único parámetro de calibración. Como se ha mencionado anteriormente, este enfoque podría no ser adecuado desde el punto de vista teórico, ya que inicialmente en los experimentos el número de Reynolds es muy pequeño y los efectos viscosos pueden ser significativos. Además, el efecto de la precipitación podría llevar a un aumento ficticio del coeficiente de Manning en los instantes en los que se produce precipitación. Sin embargo, en todos los casos presentados en este trabajo el uso de un coeficiente de Manning constante en todos los experimentos dio buenos resultados, y por lo tanto el resto de efectos se asumen como despreciables para los casos estudiados.

La sensibilidad del hidrograma de salida al coeficiente de Manning depende de la configuración urbana considerada (Figuras Figura 4.31Figura 4.32Figura 4.33). Se ha observado que la sensibilidad del hidrograma al coeficiente de rozamiento disminuye a medida que aumenta la densidad de edificios. Esto sucede porque, la curvatura de las líneas de corriente y el campo de velocidades en las configuraciones complejas con alta densidad de edificación, aumenta la importancia del término convectivo en las ecuaciones de conservación de la cantidad de movimiento, al mismo tiempo que disminuye la importancia relativa del término de rozamiento de fondo. Como se muestra en la Figura 4.32, el hidrograma de salida calculado en la configuración L6 es casi insensible al coeficiente de Manning para valores comprendidos entre 0.01 y $0.03\text{sm}^{-1/3}$.

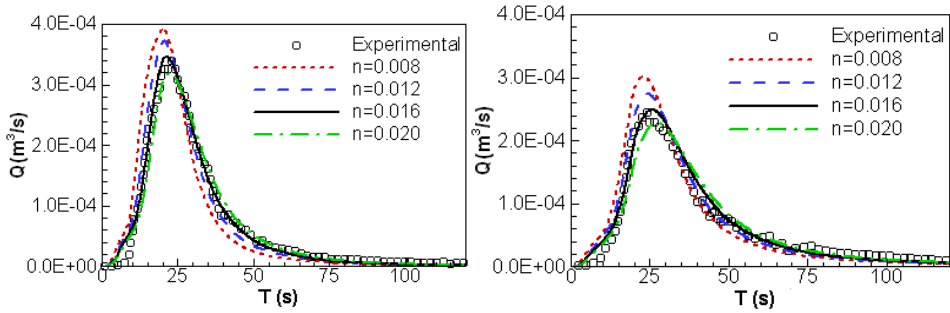


Figura 4.31. Sensibilidad del hidrograma al coeficiente de rozamiento de fondo. Ensayos S20Q25T20 (arriba) e Y20Q25T20 (abajo).

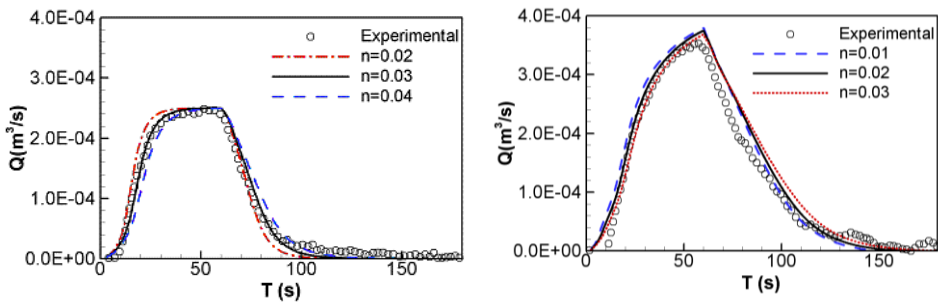


Figura 4.32. Sensibilidad del hidrograma al coeficiente de rozamiento de fondo. Ensayos L6Q20T60 (arriba) y L7Q25T60 (abajo).

La sensibilidad del hidrograma de salida al coeficiente de rozamiento de fondo se analiza en la Figura 4.33. A medida que el coeficiente de Manning aumenta el hidrograma se hace más tendido, la escorrentía se vuelve más lenta, el caudal punta disminuye y la llegada de la punta del hidrograma se retrasa.

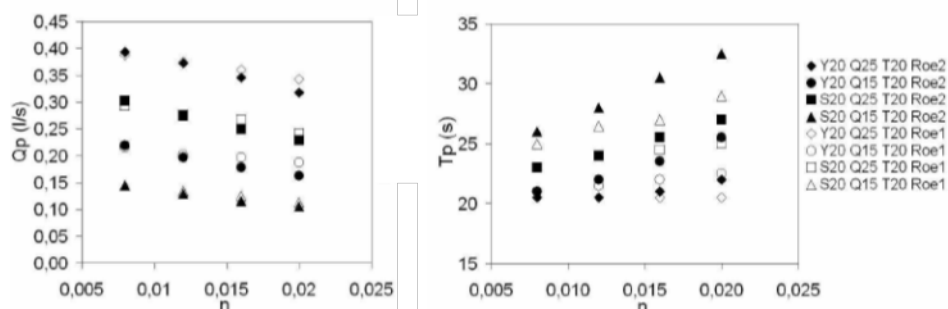


Figura 4.33. Sensibilidad del caudal punta (izquierda) y del tiempo punta (derecha) al coeficiente de rozamiento de fondo.

La calibración de los coeficientes de rozamiento de fondo de la segunda campaña experimental se realizó para la geometría Y20. Tras la calibración el coeficiente de Manning se fijó en $n = 0.016 \text{ s.m}^{-1/3}$ para todos los experimentos de esa campaña, ya que la superficie de escorrentía no varía. En la tercera campaña experimental el coeficiente de rozamiento se calibró utilizando la configuración L8 y se fijó en un valor de $0.03 \text{ s.m}^{-1/3}$. Estos valores son bastante altos pero pueden ser explicados por la influencia de la inercia de las gotas de lluvia, que no está considerada de forma explícita en el modelo y porque el efecto de la rugosidad del mortero se ve incrementado al tratarse de calados extremadamente bajos (Fraga et al. 2013). Como se muestra en Figura 4.32, el ajuste numérico-experimental es bueno tanto en la subida como en la bajada del hidrograma. Los efectos de las pequeñas imperfecciones de la cuenca podrían ser significativos, sobre todo si se tiene en cuenta que los calados en gran parte de la cuenca tienen un orden de magnitud similar al de las pequeñas imperfecciones en la superficie de escorrentía, y que bajo estas condiciones la validez de la fórmula de Manning, pensada inicialmente para flujo en ríos, está en duda. Hay que destacar que el coeficiente de Manning utilizado fue calibrado para un único

experimento de cada campaña y después utilizado para el resto de los experimentos incluyendo aquellos que se desarrollan cuando no hay ningún edificio sobre la cuenca. Por tanto, que los coeficientes de Manning sean altos no viene determinado por los obstáculos de cada configuración. Como se muestra en la Figura el modelo es capaz de reproducir el efecto de los edificios en el hidrograma de salida sin variar el coeficiente de Manning. El ajuste entre los datos numéricos y experimentales por lo general es muy satisfactorio obteniéndose en la mayoría de los casos errores máximos menores que la propia incertidumbre experimental. El ajuste de los caudales pico y el instante en el que se producen así como las curvas de ascenso y descenso de los hidrogramas son muy satisfactorios incluso para los casos en los que la duración de la precipitación es inferior al tiempo de concentración del hidrograma.

La comparación numérico-experimental muestra que el método BH logra resultados más precisos para menor número de elementos. En el análisis de convergencia en malla de la Figura 4.34 se observa que a partir de 1000 elementos la malla (M1bh) mantiene una precisión poco mejorable. Sin embargo, en la Figura 4.34 se observa como para la configuración A20 el método BB 1309 elementos (M1bb) no son suficientes para conseguir un buen ajuste numérico experimental y que aún con 3606 celdas de malla (M2bb) el ajuste sigue siendo peor que para la mitad de celdas con el método BH.

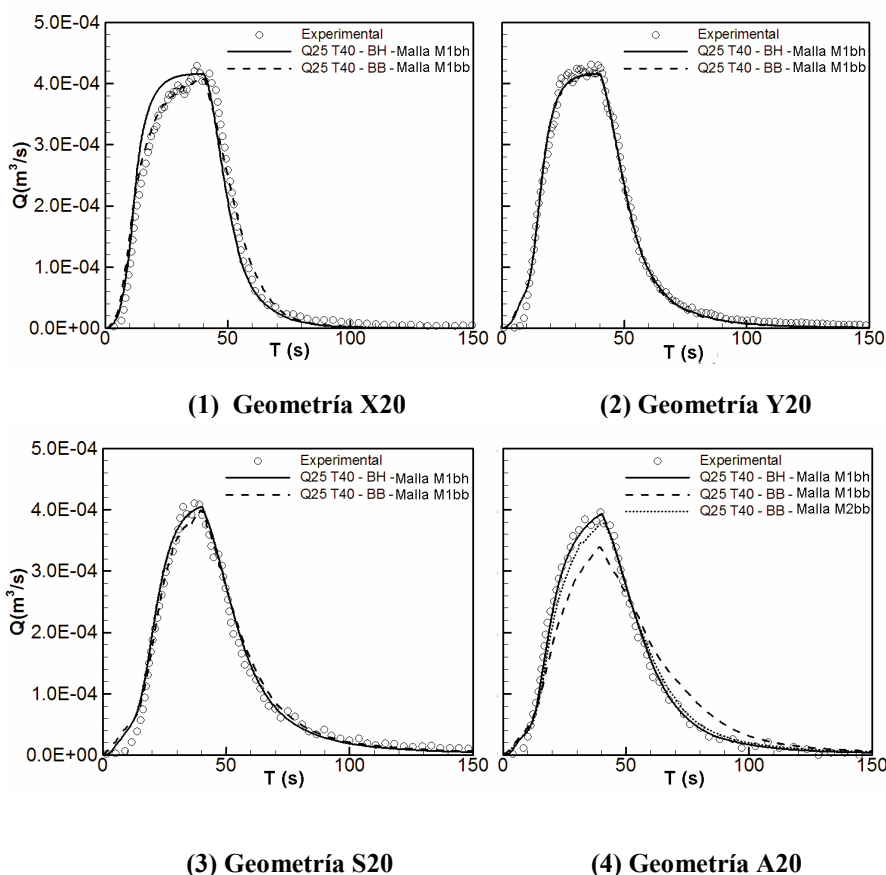


Figura 4.34. Validación experimental. Comparación aproximaciones BB y BH para diferentes tamaños de malla. Hietograma Q25T40.

Con respecto al método BB, cabe destacar su estabilidad numérica, que a priori podía esperarse mucho menor debido a las discontinuidades en la cota de fondo que introducen las edificaciones. A pesar de que no se puede esperar de un modelo de aguas someras que represente con precisión el proceso local del agua que cae de los tejados al suelo, es muy importante que el modelo numérico se mantenga estable en condiciones tan extremas. Dado que en el método BB la forma de la malla es independiente de la geometría de los edificios, se utilizó el mismo tamaño de malla para todas

las configuraciones. Por lo general en todos los casos las diferencias en los hidrogramas calculados con la aproximación BB o BH no es significativa al lado de la incertidumbre de los datos experimentales, aunque aparecen algunas diferencias en función de la configuración considerada (Figura 4.34). En cierta medida, estas diferencias se deben al hecho de que la aproximación BB necesita una malla de mayor resolución que la BH. Este aspecto fue observado también por Schubert et al. (2008). En los casos estudiados en este trabajo, el efecto que la resolución de malla tiene en los resultados obtenidos con el método BB depende de la geometría considerada. De todas las configuraciones probadas la geometría A20 es la que requiere mayor resolución de malla. En esa geometría algunos edificios están muy cerca unos de otros y si la resolución de la malla no es suficiente, en la interpolación de la topografía se pueden formar barreras artificiales que en la realidad no existen y no dejan pasar el flujo (Figura 4.35). Este efecto impide que el agua salga de entre los edificios, con la reducción consecuente del hidrograma de salida (véase geometría A20 en la Figura 4.34) En el resto de configuraciones este efecto no es tan relevante, ya que el espacio entre los edificios es mayor.

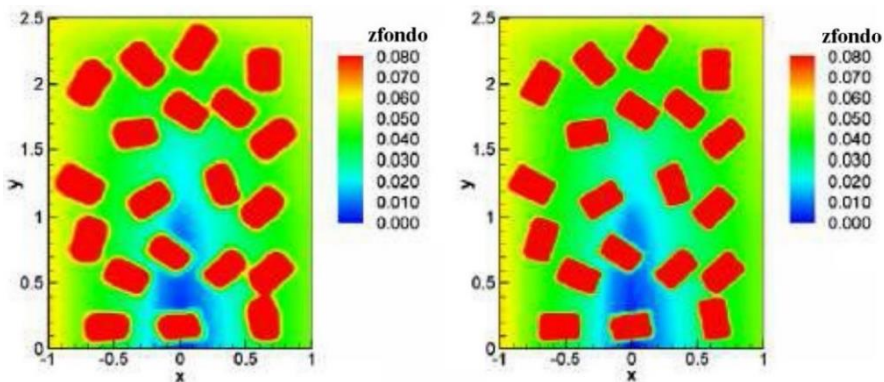


Figura 4.35. Topografía para la geometría A20 en la aproximación BB. Tamaños de malla: $\Delta x=4\text{cm}$ (izquierda) y $\Delta x=2\text{cm}$ (derecha).

Al ser el método BH una simplificación de la geometría urbana poco validada con resultados experimentales en modelos de transformación lluvia-escorrentía 2D, las figuras siguientes muestran la validación experimental del modelo utilizando el enfoque de BH. El ajuste de los datos experimental y numérico es muy satisfactorio, especialmente para las intensidades de lluvia intermedia y alta.

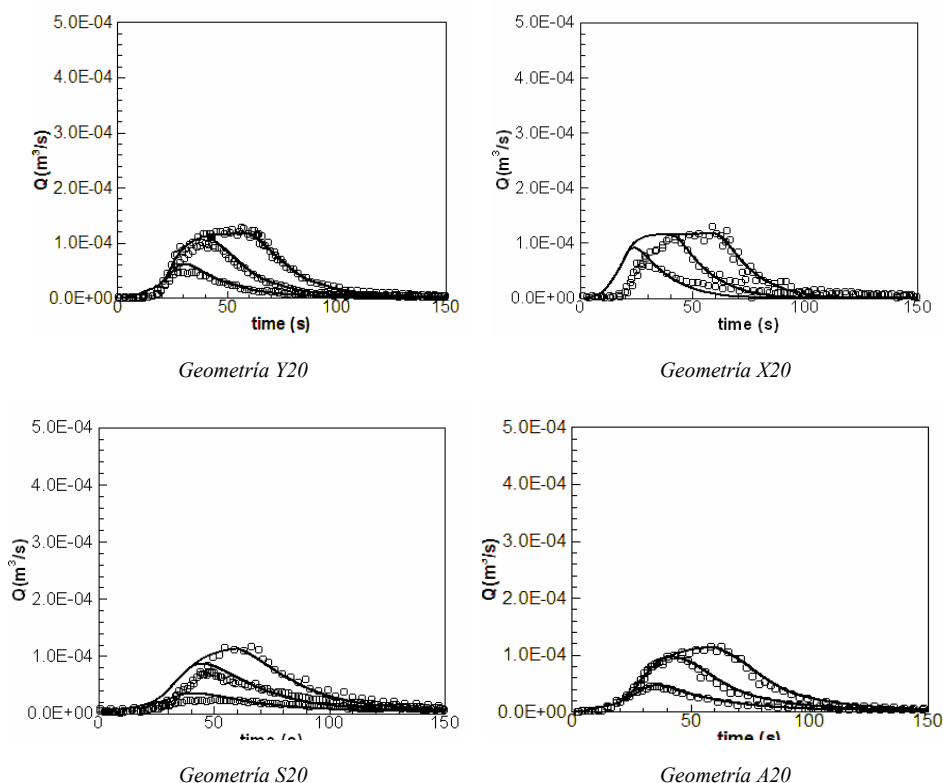


Figura 4.36. Validación experimental. Aproximación BH. Hietogramas $Q7T20$, $Q7T40$ y $Q7T60$.

El ajuste de los hidrogramas generados con la intensidad de precipitación más baja (hietogramas $Q7T20$, $Q7T40$ y $Q7T60$) es algo menos precisa (Figura 4.36). Esto se atribuye a los efectos de la tensión superficial y de laminación al comienzo de los experimentos, cuando la escorrentía

superficial empieza a desarrollarse. Estos efectos tienen una mayor relevancia cuando parte de la cuenca está seca y el calado del agua es muy pequeño, es decir, cuando la intensidad de lluvia es baja. En cualquier caso, después de modelizar todos casos experimentales, se puede concluir que el rendimiento global del modelo numérico es muy satisfactorio.

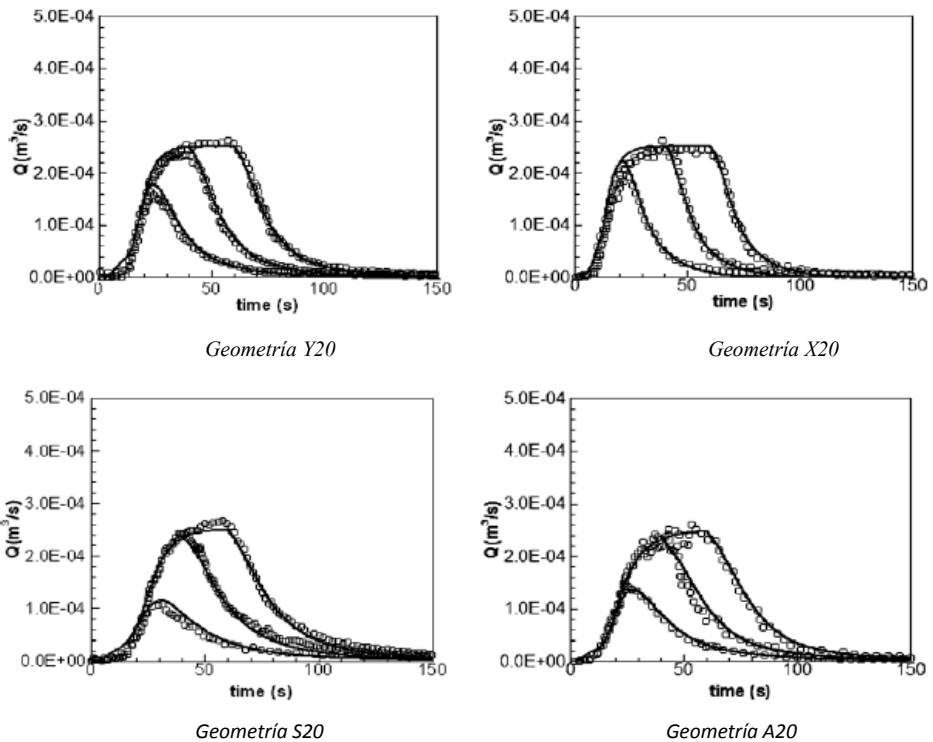


Figura 4.37. Validación experimental. Aproximación BH. Hietogramas Q_{15T20} , Q_{15T40} y Q_{15T60} .

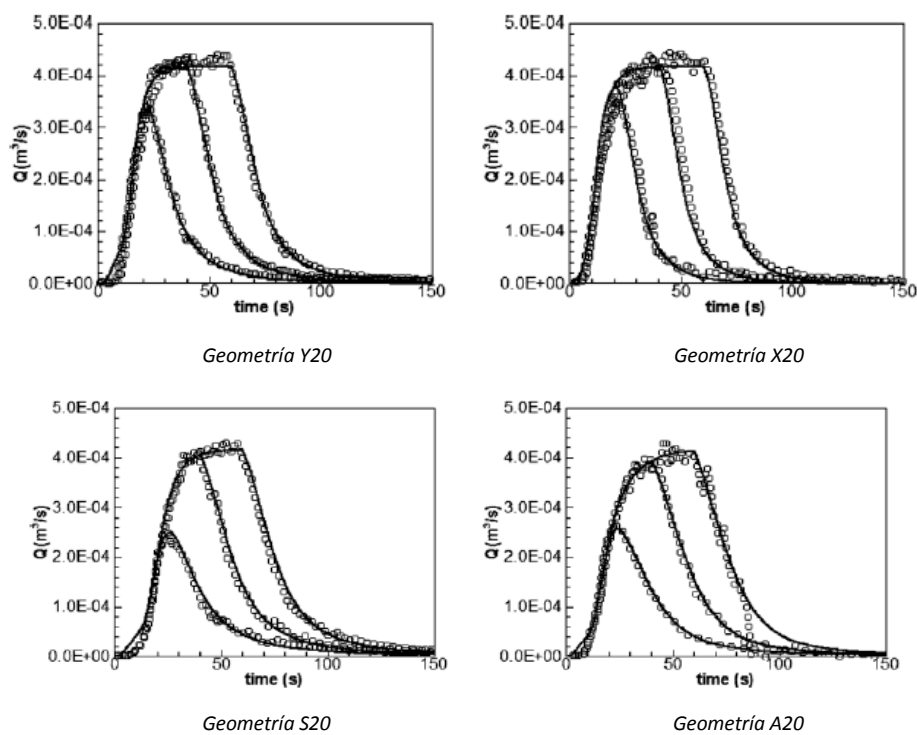


Figura 4.38. Validación experimental. Aproximación BH. Hietogramas Q25T20, Q25T40 y Q25T60.

El caudal punta y la anchura del hidrograma obtenidos en los experimentos y en el modelo numérico con la aproximación BH se comparan en las Figura 4.39Figura 4.40 para los 72 ensayos realizados en la segunda campaña experimental. Para este fin, la anchura del hidrograma se calcula como el tiempo transcurrido entre los dos puntos para los que el caudal es igual al 25% del caudal de lluvia en cada ensayo. Las predicciones del modelo concuerdan muy bien con los datos experimentales, con pocas excepciones, que en su mayoría corresponden a los hietogramas de baja intensidad. Estos son los casos en los que la tensión superficial del agua y los efectos de laminación son más significativos, y también los casos en que la importancia relativa de los errores experimentales es más grande.

La mayor parte de los datos difieren en menos del 12%, que es del orden de la incertidumbre experimental. En todos los casos las diferencias son menores del 20% con sólo dos excepciones en los datos de caudal punta y tres en los anchos de hidrograma.

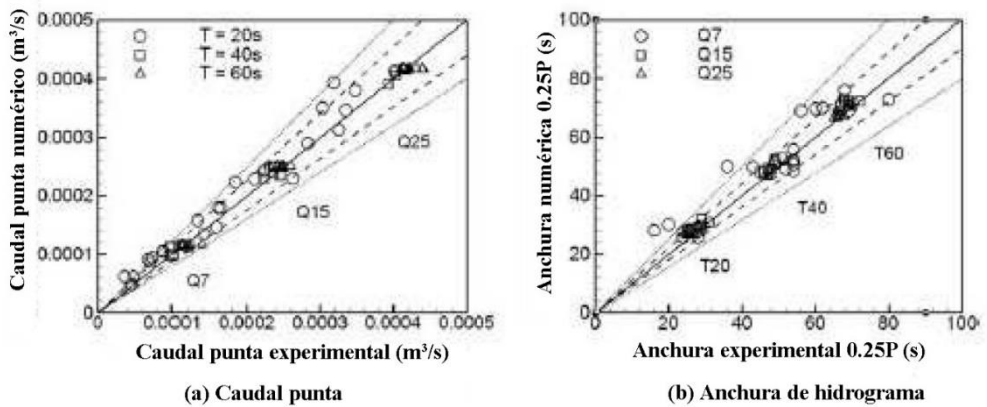


Figura 4.39. Resultados del modelo frente a resultados experimentales. Ajuste exacto (línea sólida), 12% de diferencia (línea a rayas), 20% de diferencia (línea a puntos).

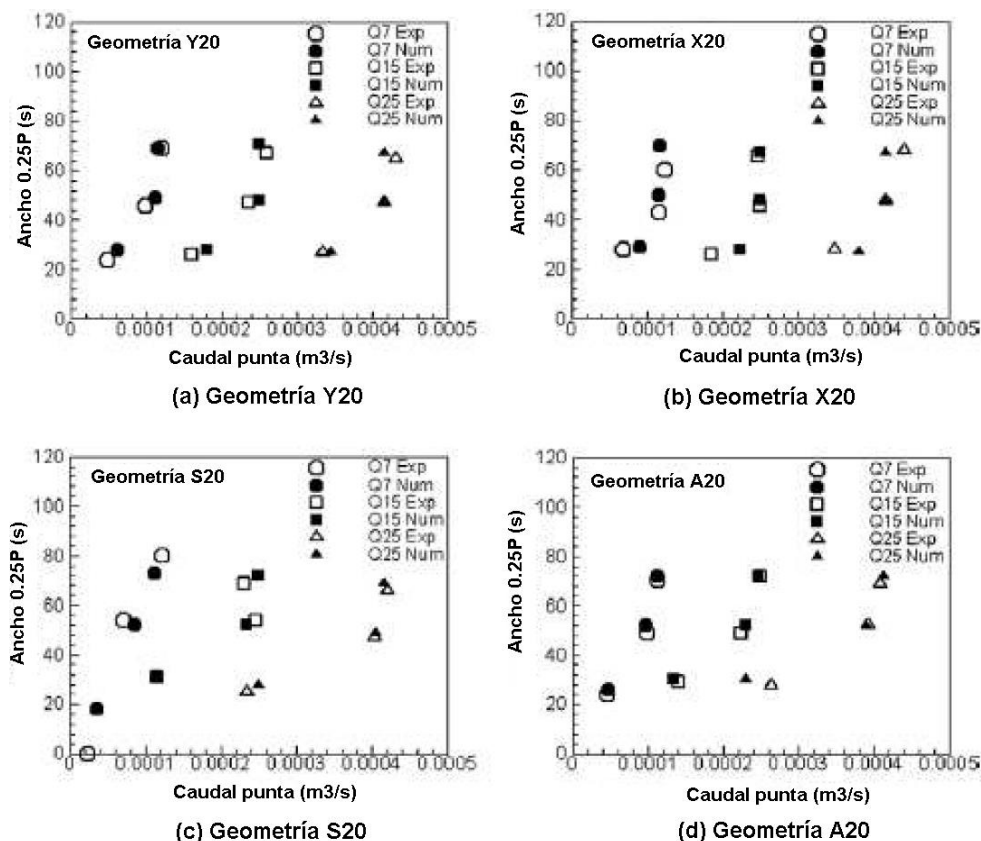


Figura 4.40. Caudal punta frente a anchura de hidrograma. Resultados experimentales y numéricos.

4.4.2.2 Métodos de representación a macro escala: Porosity approach y Manning approach

En este apartado se modelizan los experimentos realizados sobre las geometrías L6 y L7 mediante la utilización de los métodos de aproximación porosa (PA) y aproximación mediante el coeficiente de Manning (MA). Estos métodos representan el entramado urbano de manera macroscópica, simulando los efectos de los obstáculos en el flujo mediante parámetros que computan algunos de los aspectos más relevantes: la pérdida de carga debida

en el caso de la MA, y añadiendo a la anterior los efectos de la disminución de sección y capacidad de almacenamiento en el caso de la PA. Los resultados obtenidos son comparados con los obtenidos al introducir la geometría urbana de manera detallada en el modelo (se ha escogido el método BH tras las conclusiones obtenidas en el apartado anterior).

Para la aproximación porosa o método PA el modelo numérico resuelve las ecuaciones bidimensionales de aguas poco profundas con porosidad descritas en capítulos anteriores. Para las aplicaciones actuales se consideran en el modelo los efectos de la fricción de fondo, la pendiente del lecho y la precipitación. El hecho de dejar de lado las tensiones horizontales turbulentas se justifica en este caso porque la tensión vertical causada por la rugosidad de fondo es mucho más grande que la horizontal. En el modelo la tensión vertical turbulenta se introdujo en el término de fricción fondo, que en este caso se calcula con la fórmula de Manning.

Las mallas numéricas definidas en el modelo tienen 4164 elementos en el caso L6 y 5472 en L7 para la aproximación BH y 936 elementos para los dos métodos a macro escala. En todos los casos se utilizó el esquema de Roe de orden 2 y una tolerancia seco-mojado de 10^{-6} m.

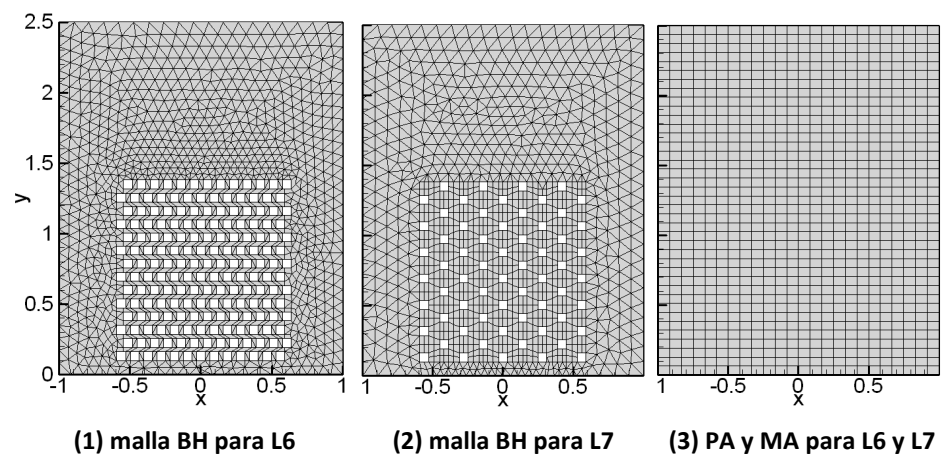


Figura 4.41. Mallas numéricas para las geometrías L6 y L7. Aproximaciones BH, PA y MA.

Tabla 4.12. Parámetros utilizados en las simulaciones de los ensayos de las geometrías L6 y L7

	Aproximación urbana			
Parámetros	Detallada (BH)	Porosidad (PA)	Manning (MA)	
	Porosidad	1	0.5	1
	n* area urbanizada	0.02	0.02	0.17
	n* area no-urbanizada	0.02	0.02	0.02
	Coeficiente de perdida de carga	0	25	0
	Esquema numérico	Roe2**	Roe2**	Roe2**

* Coficiente de Manning

** Roe de orden 2

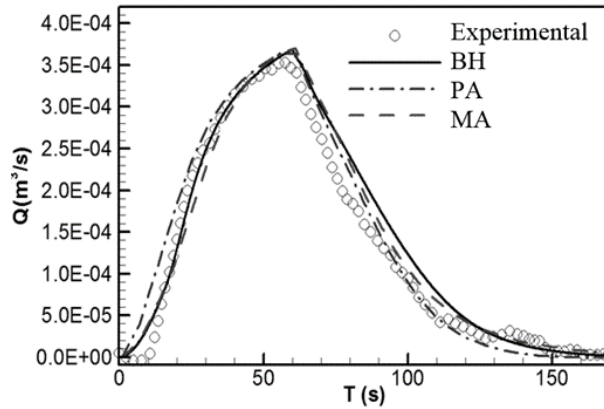


Figura 4.42. Comparación de los numérico-experimental para las aproximaciones BH, PA y MA.

Tras calibrar el coeficiente de Manning para los tres modelos y obtener el mejor ajuste de hidrogramas (Tabla 4.12 y Figura 4.41) se compararon los resultados numéricos obtenidos dentro y fuera del área urbana para cada caso. Se definieron diferentes secciones en las direcciones x e y del área urbana (Figura 4.43) y se compararon los resultados numéricos en términos de calado y velocidades para los tres métodos (Figura 4.45 y

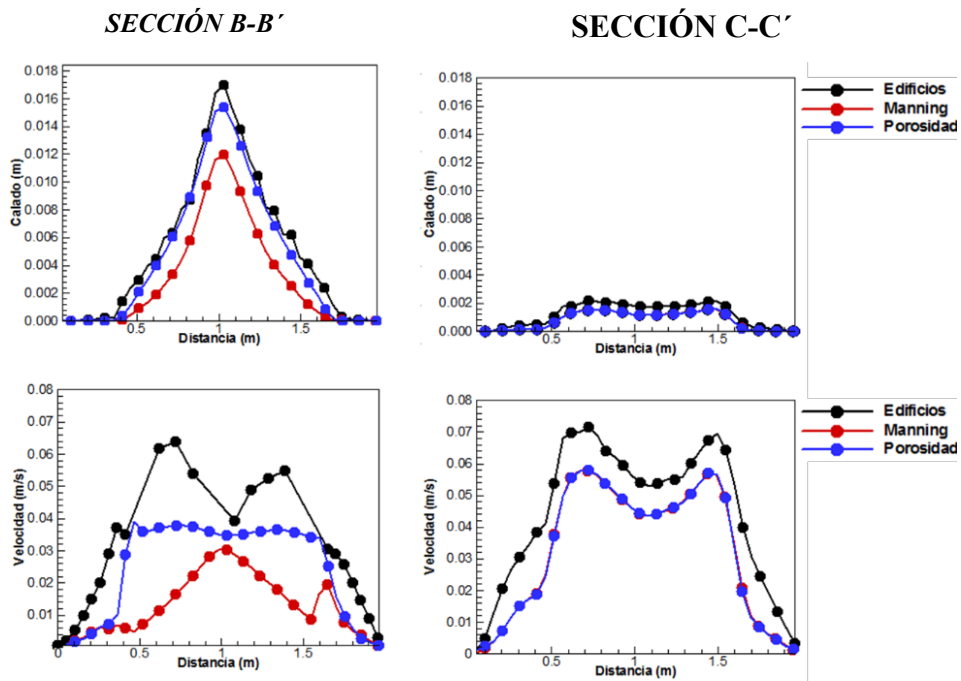


Figura 4.44).

Las secciones definidas son: AA' en $x = 0$ m, BB' en $y = 0.8$ m y CC' en $y = 1.4$ m.

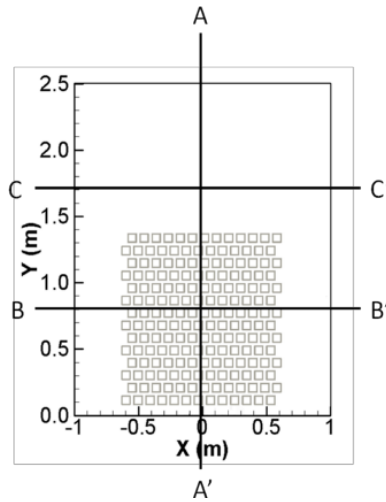


Figura 4.43. Secciones analizadas para la comparación numérica experimental de velocidades y calados

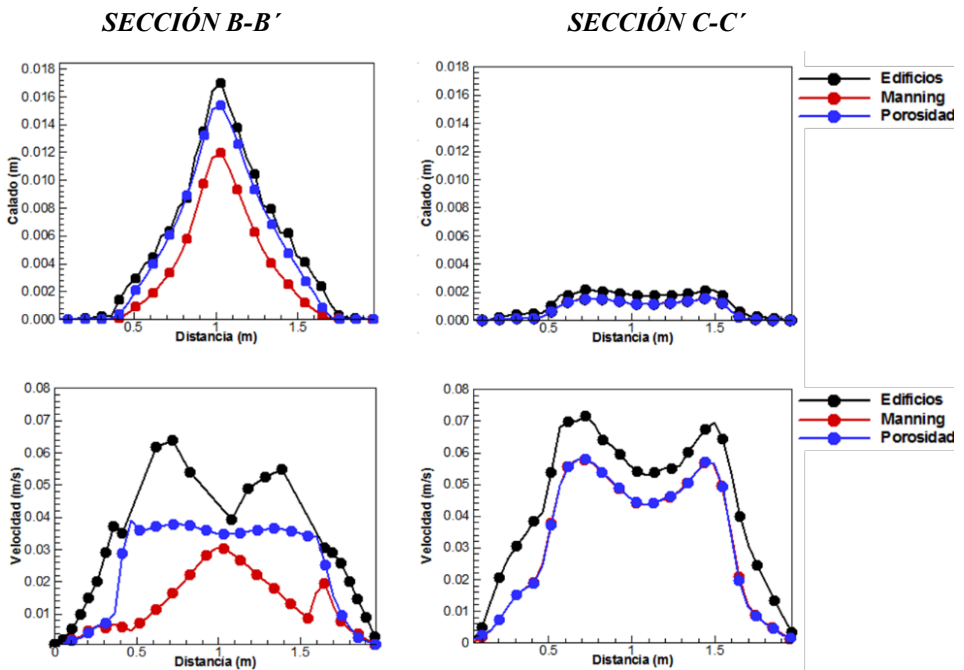


Figura 4.44. Velocidades y calados para los métodos BH, MA y PA en las secciones B-B' (izquierda) y C-C' (derecha) para el ensayo L6Q25T60 en el instante en el que cesa la lluvia ($t=60s$)

El campo de calados sobre toda la cuenca para el caso anterior se muestra en la Figura 4.35.

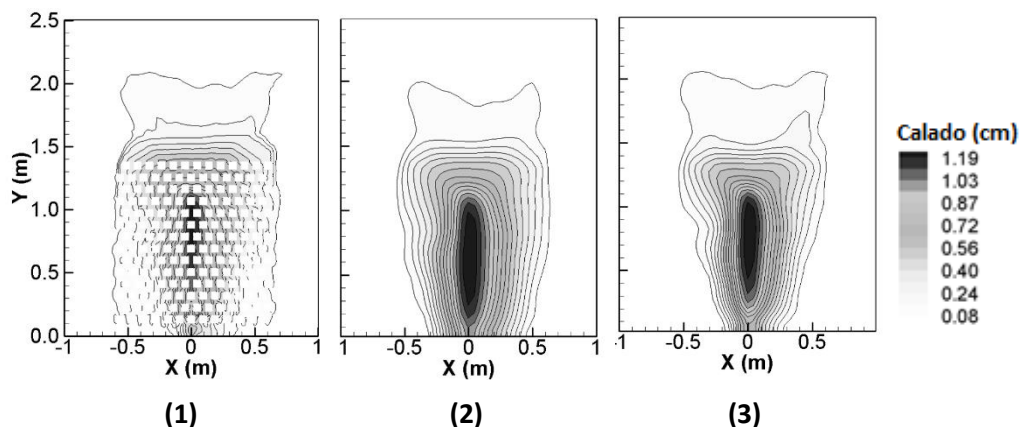


Figura 4.45. Calados para el ensayo L6Q25T60 y $t=60s$: (1) geometría detallada; (2) aproximación porosa; (3) aproximación mediante coeficiente de Manning

Según lo comprobado en el apartado anterior y en diversos estudios como Cea et al. (2010) los resultados obtenidos con el modelo numérico para la aproximación BH quedan validados, por lo que tras la calibración es razonable asumir que la aproximación BH conlleva resultados suficientemente precisos y cercanos a la realidad. Con esta consideración se asume que las otras aproximaciones serán más precisas cuanto más se aproximen sus resultados a los obtenidos con la aproximación BH.

Tras la calibración los tres modelos consiguen simular de manera precisa los hidrogramas de caudales a la salida de la cuenca (Figura 4.42). En la sección BB' (dentro del área urbana) y para los casos estudiados en este capítulo, los resultados obtenidos con la aproximación porosa son más precisos que los obtenidos mediante la aproximación por coeficiente de Manning. Al estudiar los campos de flujo aguas arriba de la zona urbana en

la sección CC', los dos métodos a macro escala tienen resultados muy similares.

Al estudiar la sección AA' los resultados obtenidos muestran que, al igual que en la sección BB', hay un área en la cual ambas PA y MA subestiman los calados, pero que la PA es la más precisa de las dos. Sin embargo, al acercarse a la salida de la cuenca la aproximación porosa sobreestima los calados mientras que MA se queda corta, siendo en algunas zonas esta última la más precisa en términos de calado y velocidades.

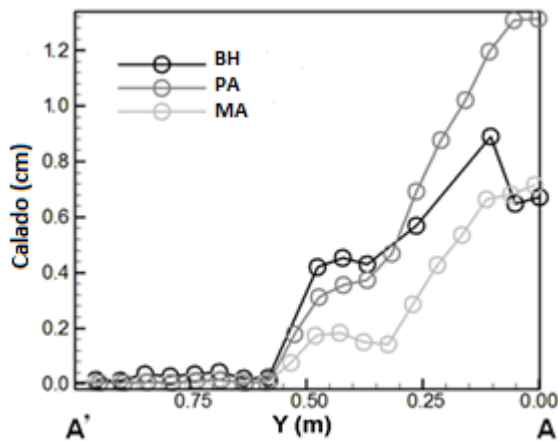


Figura 4.46. Calados para los métodos BH, MA y PA en la sección A-A' para el ensayo L6Q25T60 en el instante en el que cesa la lluvia ($t=60s$)

4.5 Conclusiones

La validación experimental del modelo numérico en geometrías simples de laboratorio es muy satisfactoria. El modelo predice de forma precisa no sólo la magnitud del caudal pico y el instante de tiempo en que se produce, sino también la forma del hidrograma generado para diferentes eventos de

precipitación. Se han obtenido muy buenos ajustes numérico-experimental utilizando un único parámetro de calibración: el coeficiente de Manning.

Para las configuraciones experimentales presentadas en este capítulo se ha comprobado que los hidrogramas generados para distintos hietogramas de cálculo son muy poco sensibles a la distribución espacial de la precipitación, siendo las características más importantes para definir: el volumen total de lluvia y su distribución temporal. Desde el punto de vista experimental este hecho permite simplificar enormemente la metodología y el montaje experimental, al no ser necesario generar una lluvia completamente homogénea en el espacio.

Los edificios y obstáculos en la malla numérica se han representado mediante cuatro aproximaciones diferentes: *building hole* (BH), *building block* (BB), aproximación porosa (PA) y aproximación mediante el coeficiente de Manning (MA).

El modelo de onda dinámica, utilizado con la aproximación *building hole* (BH) o con la aproximación *building block* (BB), es capaz de predecir la forma del hidrograma de salida generada para una serie de hietogramas de precipitación en las diferentes configuraciones de la segunda campaña experimental.

El método BH permite trabajar con mallas de mayor tamaño de celda y más homogéneas mientras que el método BB requiere analizar en qué zonas de la malla hay que realizar un refinado extra para no crear nuevos obstáculos inexistentes en el terreno. El coste computacional del método BH es por tanto menor y tan solo requiere conocer la forma de la geometría urbana en

planta. El método BB necesita una topografía más detallada de los obstáculos urbanos para poder ser definido con precisión.

Los dos métodos de representación de zonas urbanas a macro escala, y para los casos estudiados en este capítulo, son capaces de predecir con precisión el hidrograma de caudales a la salida de la cuenca, justo aguas abajo de la zona urbana. La distribución de calados y velocidades en el interior del entramado urbano no pretende ser simulada en detalle para los métodos a macro escala, sin embargo sí se aprecia que el método de PA arroja, en general, resultados más aproximados a la realidad. La distribución de calados y velocidades aguas arriba de la cuenca se ve ligeramente influenciada por la aplicación de los dos métodos de representación a macro escala.

El ajuste entre el hidrograma de caudal a la salida de la cuenca experimental y numérico es muy bueno para intensidades de lluvia intermedia y alta para todas las metodologías. Para la intensidad de precipitación más baja los ajustes son un poco peores debido a los efectos de la tensión superficial del agua y los efectos laminación, que tienen una mayor importancia relativa cuando parte de la cuenca está seca y los calados son tan pequeños. No obstante, el ajuste global entre los datos experimentales y los resultados obtenidos con el modelo es muy satisfactorio. Esta conclusión se extrae después de haber modelizado 157 ensayos que abarcan hasta 18 configuraciones urbanas diferentes y eventos de precipitación.

Capítulo 5. Aplicación a una cuenca industrial

5.1 Introducción

En este capítulo se ha aplicado el modelo Saint Venant 2D al cálculo del drenaje de pluviales de una cuenca industrial de 15.3 hectáreas de superficie. Los resultados numéricos se han validado con mediciones realizadas en campo y se han comparado los resultados obtenidos mediante un modelo de drenaje 1D. El modelo unidimensional se ha desarrollado empleando la versión 5.0 del modelo Storm Water Management Model (SWMM) y resolviendo las ecuaciones de onda dinámica unidimensional, en contraposición a las ecuaciones de onda dinámica bidimensional que resuelve el modelo 2D objeto de estudio de esta tesis.

Los datos experimentales utilizados en este capítulo se enmarcan dentro de los trabajos correspondientes a la caracterización y parametrización de las aguas pluviales de escorrentía de una cuenca industrial llevadas a cabo por el Grupo de Ingeniería del Agua y del Medio Ambiente de la Universidad de A Coruña (GEAMA). Con esta finalidad se instalaron equipos de medición de caudales y de toma de muestras en cada uno de los dos conductos de salida de la red de pluviales. El objetivo de estos trabajos fue elaborar una estrategia de gestión y tratamiento de aguas pluviales dentro del proyecto OTERSU (Observatorio en tecnologías de tratamiento de residuos sólidos urbanos con máximo aprovechamiento y mínimo vertido).

Se realizó una caracterización de los caudales de aguas pluviales y un registro de la precipitación de la zona mediante un pluviómetro de balancín. La información recogida ha servido para construir y calibrar los modelos numéricos de la cuenca, contribuir a la validación del modelo 2D y para comparar el comportamiento y resultados de ambos modelos.

Los modelos numéricos utilizados simulan por separado la escorrentía en superficie y el flujo en tuberías. En ambos modelos se han tenido en cuenta las pérdidas por infiltración en las zonas permeables y se simula cuanto del caudal de escorrentía generado se infiltra en cada sumidero. Para esta aplicación se ha utilizado un único evento de precipitación de 12 horas de duración.

Ambos modelos son comparados en este estudio con el objetivo de analizar las ventajas e inconvenientes de un modelo Saint Venant 2D sobre modelos de hidrología urbana tradicionales. Para el evento de precipitación calculado con ambos modelos se observa que los resultados obtenidos producen un mejor ajuste con los datos experimentales utilizando el modelo Saint Venant 2D que con el 1D. Los costes computacionales también son muy diferentes, el modelo de 2D tarda unos 30 minutos en resolver un evento de 12 horas, mientras que en 1 hora el modelo unidimensional es capaz de calcular la escorrentía de un año entero. Los resultados presentados en este capítulo se han publicado en Cea et al. 2010 b.

5.2 Descripción de la cuenca y red de drenaje

La cuenca de estudio está situada en Cerceda (Galicia) y alberga en su superficie las instalaciones de un complejo industrial de tratamiento y

separación de residuos que consta de diferentes plantas (Figura 5.47). La cuenca tiene una superficie total de 152765 m^2 , la superficie impermeable abarca un 65% de la misma. La red de drenaje de aguas pluviales tiene una estructura ramificada con dos ramales independientes que vierten a un mismo tanque a través de un colector de 1200 y otro de 800 mm respectivamente (Figura 5.48).

La longitud de la red es de aproximadamente 2 kilómetros con diámetros de 600 mm en toda la red salvo en los dos colectores de salida donde aumentan hasta los 800 y 1200 mm (Figura 5.48). El número total de sumideros en la cuenca es 29, y la mayor longitud de red (calculada desde el sumidero más alejado hasta la salida de la cuenca) es de 800 metros. El punto más alto de la cuenca se encuentra a 386 msnm y el más bajo (a la salida de la cuenca) a 368 msnm, siendo la pendiente media de la superficie de la cuenca del 3.5 %.



Figura 5.47. Vista aérea de la zona de estudio y esquema de la configuración de bloques y edificios de la cuenca.

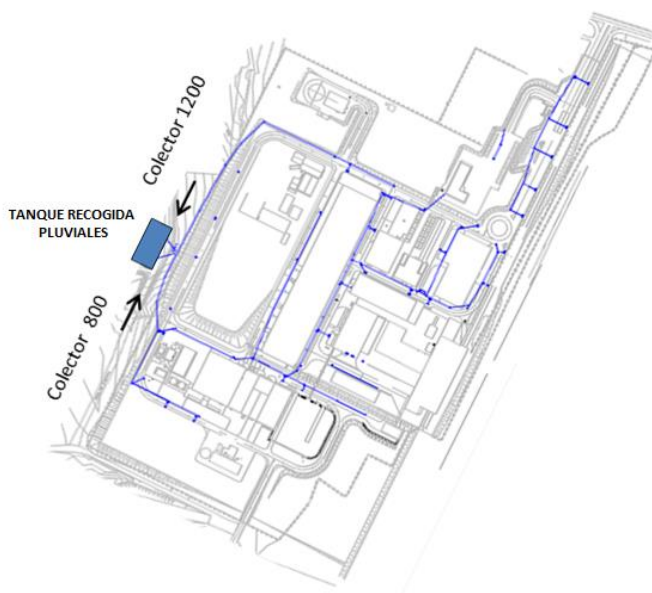


Figura 5.48. Esquema de la red de drenaje de la cuenca

5.2.1 Levantamiento topográfico

Se realizó un levantamiento topográfico detallado del terreno y de las instalaciones de la cuenca industrial. Uno de los problemas que se tuvieron que afrontar fue la falta de datos y planos originales de la red de drenaje, por lo que se hizo necesaria una estimación del trazado. Para ello se levantaron los pozos del sistema y, a partir de datos como la cota de fondo y el número de ramales de llegada y salida en cada pozo, se estimó el trazado en planta y en alzado de la red de pluviales. El resultado de esta estimación se muestra en la Figura 5.48.

La topografía de la zona se levantó mediante una estación total. La anotación, transcripción y los cálculos de coordenadas se realizan por

medio de programas de computación incorporados a dichas estaciones y se archivaron en formato ASCII.

La información obtenida incluye:

- a) Levantamiento topográfico detallado de la zona de estudio, definiéndola con curvas de nivel cada 0.75 metros
- b) Información sobre pozos y sumideros, incluyendo localización, diámetros, profundidad, número de ramales que llegan y diámetros de los mismos.
- c) Estimación del trazado en planta de la red de pluviales y de los perfiles longitudinales de la misma.



Figura 5.49. Levantamiento y medida de los pozos de la red



Figura 5.50. Modelo digital del terreno de la cuenca de estudio

5.2.2 Medición de caudales en la red de drenaje de aguas pluviales

Se instaló una sección de control situada al pie de la cámara donde desembocan los colectores. De este modo, se han obtenido datos sobre el comportamiento hidrológico-hidráulico de la cuenca. La información de caudales recogida en la estación ha servido para construir y calibrar los modelos numéricos de drenaje en la cuenca y para comparar los resultados obtenidos con los dos modelos utilizados.



Figura 5.51. Vista aérea y emplazamiento de la sección de control de la cuenca de estudio

La estación consta de los siguientes componentes y equipos para medición de caudales:

- Caseta de acero inoxidable de 760 x 760 x 1500mm.
- Sensores Doppler de burbuja, de velocidad y calado, en ambos colectores principales conectados a dos caudalímetros SIGMA 950.

Al lado de la sección de control se instaló un pluviómetro de balancín de vaciado automático, que permitió registrar la lluvia caída.

En las Figura 5.52, Figura 5.53 y Figura 5.54 puede observarse las características de la cámara de pluviales, los colectores y la instalación de los equipos.



Figura 5.52. Vista aérea y emplazamiento de la sección de control de la cuenca de estudio.



Figura 5.53. Instrumentación del colector de 800 mm.



Figura 5.54. Caudalímetros SIGMA 950 en la caseta de control

5.3 Aplicación del modelo 2D

En este apartado se presenta la aplicación y validación del modelo 2D al cálculo de la transformación lluvia-escorrentía en la cuenca industrial. El modelo se utiliza para calcular la escorrentía superficial generada por un evento pluviométrico y la parte de la misma que se infiltra por cada sumidero y entra en la red.

En todos los cálculos realizados la discretización del flujo convectivo se ha realizado con el esquema descentrado híbrido (orden 2 en velocidad, orden 1 en calado) presentado en Vázquez-Cedón y Cea (2011). El término fuente pendiente del fondo se discretiza así mismo con un esquema descentrado. La fricción de fondo se discretiza con un esquema centrado.

Para el tratamiento del frente de inundación se define una tolerancia seco-mojado de 1mm. Un valor de 1 mm es suficientemente pequeño teniendo en cuenta que la extensión de la zona de estudio es del orden de miles de metros cuadrados. En términos relativos, la tolerancia seco-mojado es cinco órdenes de magnitud inferior a las dimensiones de la cuenca. Así mismo, es mucho inferior a la resolución de la cartografía utilizada para la elaboración del modelo digital del terreno.

El caudal que se infiltra por drenes y sumideros se calcula mediante una formulación algebraica 1D en función del área mojada del dren, de un coeficiente de descarga que tiene en cuenta las pérdidas de carga continuas localizadas a la entrada y salida del sumidero, y de la diferencia de calado entre la entrada y la salida del dren. La formulación implementada en el modelo calcula el caudal para cada sumidero como:

$$Q_i = C_o A_g (2gd)^{0.5} \quad [5.7]$$

donde C_o es el coeficiente de descarga tomando el valor habitual de 0.67, A_g el área del sumidero, y d es el calado sobre el sumidero anegado.

5.3.1 Malla de cálculo

Se utilizó un Modelo Digital del Terreno con una resolución vertical de 0.25 m y una resolución horizontal de 1 m para construir la topografía del modelo (Figura 5.55). El modelo incluye los 29 que recogen la escorrentía superficial generada por la lluvia en una red de drenaje de aguas pluviales que converge en un tanque de almacenamiento. El modelo actual no calcula el acoplamiento entre la escorrentía superficial en 2D y los componentes de flujo de la tubería. Este planteamiento solo es válido si la capacidad de la red de drenaje es lo suficientemente grande para que no interfiera con la escorrentía superficial y si la cuenca es lo suficientemente pequeña como para que el tiempo de desplazamiento del caudal desde cada sumidero al siguiente sea despreciable con respecto a la duración total del hidrograma de caudales. En este caso se cumplen estas dos hipótesis, y por tanto se asume que la suma directa de los caudales que se infiltran por cada sumidero será equivalente al caudal a la salida de la cuenca.

Para tener en cuenta el efecto de los edificios se utilizó la aproximación *Building-Hole* en la malla numérica, que no incluye los edificios, asumiendo que sus contornos se comportan como contornos deslizantes (Cea et. al 2010).

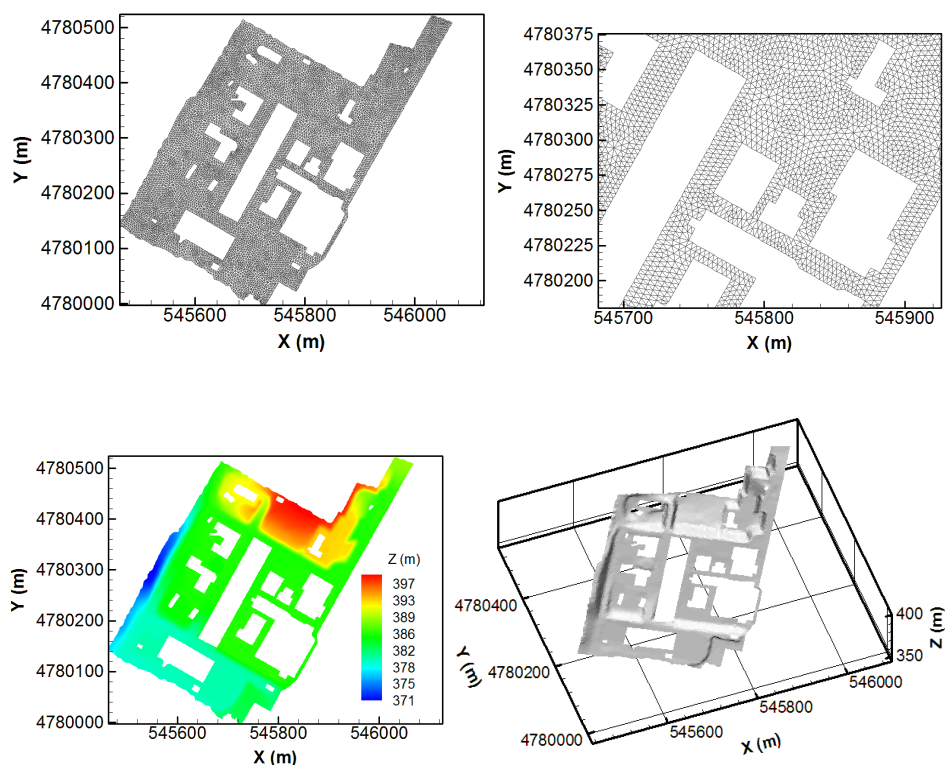


Figura 5.55. Malla de cálculo.

Para elección del tamaño de la malla de cálculo de la cuenca se realizó un análisis de convergencia en malla, utilizando para ello tres mallas con tres tamaños de celdas diferentes: la primera (malla M1) con 3888 celdas y un tamaño medio de celda de 30m^2 , la segunda (malla M2) con 15452 celdas de 8m^2 de tamaño medio y la tercera (malla M3) con 60000 elementos de 2m^2 de superficie media. Los resultados obtenidos para las tres mallas se muestran en la Figura 5.56. A la vista de los resultados se escogió la malla M2 como malla de cálculo (15452 celdas no estructuradas en una superficie de 8m^2) debido a que el aumento de precisión entre los resultados de las mallas M2 y M3 es prácticamente despreciable mientras que el coste

computacional es mucho mayor en el último caso. Los errores introducidos debido a la incertidumbre de los datos hidrológicos (precipitación, infiltración, vegetación...), a la resolución del MDT y a las simplificaciones asumidas en los diferentes términos de las ecuaciones de onda dinámica 2D son más importantes que las diferencias en los resultados obtenidos con las dos últimas mallas.

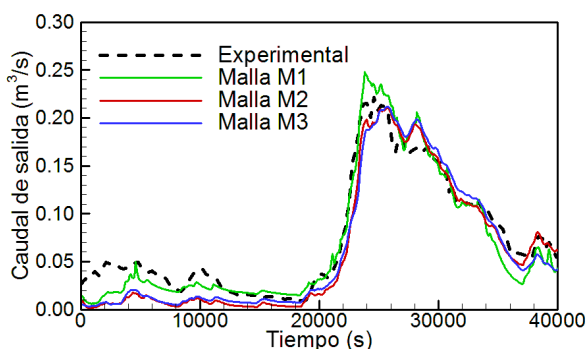


Figura 5.56. Análisis de convergencia en malla: hidrogramas de caudales para las tres mallas de cálculo y comparación con el hidrograma medido en campo.

La malla numérica cubre una superficie de 116000 m² con 15452 elementos triangulares y se ha refinado en torno a los sumideros. La escorrentía se calcula para el hietograma mostrado en la Figura 5.56 y se introdujo como una precipitación distribuida de forma homogénea sobre toda la malla numérica. Dado que los edificios se incluyen como agujeros en la malla, la intensidad de la precipitación introducida en el modelo fue corregido por un factor de 1.32, que es la relación de la superficie de captación (152765 m²) sobre la superficie de malla numérica (116000 m²), con el fin de considerar en el modelo la lluvia que cae sobre el techo de los edificios.

5.3.2 Condiciones de contorno y precipitación

La única condición de contorno impuesta en el modelo es una condición de contorno de salida en la parte más aguas abajo de la cuenca. Dicha condición se impone considerando la sección de salida y el caudal total desaguado, de forma que se obtengan calados similares al calado normal. Se ha realizado un análisis de sensibilidad de los resultados a la condición de contorno de salida utilizando para ellos valores de la cota de lámina comprendidos entre el calado crítico y el calado normal, siendo las diferencias en los resultados en la zona de estudio despreciables en todos los casos.

La precipitación definida en el modelo es la correspondiente a un único evento real que tiene una duración de 12 horas.

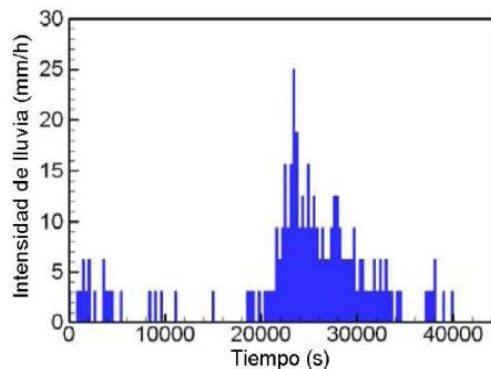


Figura 5.57. Hietograma de precipitación.

5.3.3 Calibración

La infiltración y los parámetros de rozamiento de fondo para cada tipo de superficie se basan en las propiedades físicas del suelo de la cuenca y se

muestran en la Tabla 5.13. Las superficies permeables son de arena muy fina y limo con pocas áreas con vegetación. Las superficies impermeables consisten en pavimentos de hormigón y bituminosos. Al comienzo del suceso pluviométrico el suelo está en condiciones de humedad saturada y, por lo tanto, el cambio en el contenido de humedad y la succión del terreno son más bien bajos, lo que implica que la tasa de infiltración potencial representa, aproximadamente, la conductividad hidráulica saturada. Con los parámetros de infiltración fijados en la Tabla 5.13, y para el evento de lluvia que se está modelizando, la infiltración no tiene un efecto significativo en la forma del hidrograma de salida, aunque se reduce ligeramente el caudal pico, como se muestra en la Figura 5.58.

El campo de calados de agua calculado por el modelo en el instante de la máxima intensidad de precipitación se muestra en la Figura 5.60. La escorrentía superficial fluye de la parte noreste de la cuenca, que tiene una elevación de cota superior, al suroeste y se introduce en la red mediante 29 sumideros que se incluyen en el modelo.

Con el objetivo de definir el coeficiente de fricción de fondo y los parámetros de infiltración, la superficie de la cuenca se ha clasificado como permeable o impermeable (Figura 5.59 y Tabla 5.13).

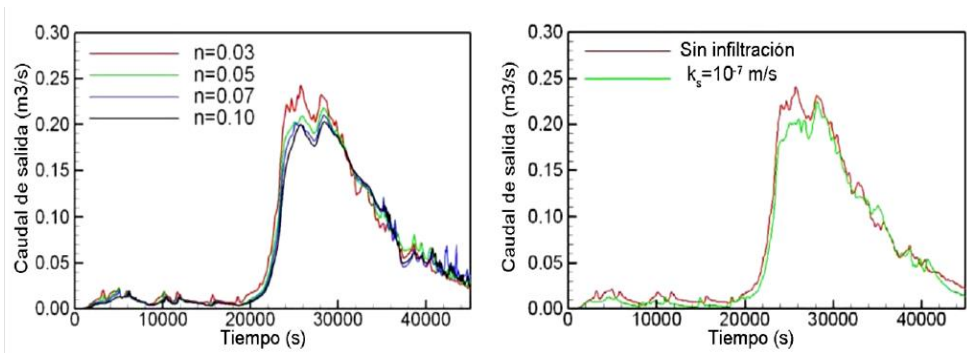


Figura 5.58. Sensibilidad del modelo al coeficiente de rozamiento y a la tasa de infiltración.



Figura 5.59. Zonas impermeables y permeables consideradas en el modelo.

Tabla 5.13. Coeficiente de Manning y parámetros de infiltración de Green Ampt para las superficies permeables e impermeables definidas

	$N \text{ (s.m}^{-1/3}\text{)}$	ϕ	$\Delta\theta$	Ψ	$k_s \text{ (m/s)}$
Permeable	0.03	0.3	0.05	1	10^{-7}
Impermeable	0.05	-	-	-	-

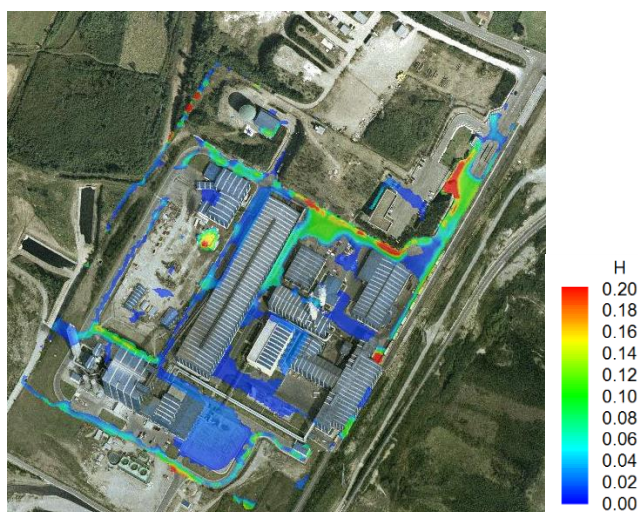


Figura 5.60. Campo de calados en la cuenca para un instante de la simulación.

5.3.4 Propagación en tuberías

La propagación de la escorrentía a través de la red de drenaje tiene un pequeño efecto en el hidrograma de salida en el tanque de almacenamiento, como se muestra en la Figura 5.61, que compara el hidrograma de salida calculado cuando se combina el modelo 2D con un modelo 1D de transporte en tuberías, con el hidrograma calculado con solo añadir los hidrogramas de los 29 sumideros, es decir, asumiendo que el tiempo de propagación a través de la red de drenaje es despreciable. La propagación de la escorrentía superficial a través de la red de alcantarillado suaviza ligeramente el hidrograma de salida y se retrasa unos 5 minutos en el tiempo (Figura 5.61).

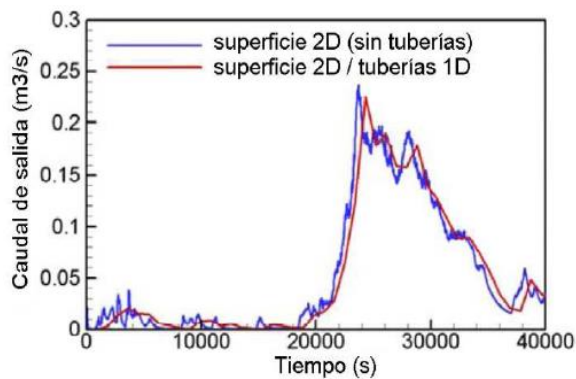


Figura 5.61. Comparación del hidrograma de caudales a la salida de la cuenca cuando se incluye y cuando no se incluye el efecto de la propagación en tuberías

La fricción de fondo se calcula mediante la fórmula de Manning. Como se muestra en la Figur, la sensibilidad del hidrograma de salida al coeficiente de Manning es relativamente baja para valores mayores a $0.05 \text{ s.m}^{-1/3}$. Esto hace difícil su calibración, pero al mismo tiempo hace que no afecte de forma significativa a los resultados.

5.3.5 Resultados

Como ya se ha comentado se realizó una comparación entre las predicciones numéricas y las mediciones de campo del caudal de salida medido en una sección de control instalada en el extremo de la red de alcantarillado pluvial, previamente al tanque de almacenamiento. El mejor ajuste entre datos numéricos y de campo se obtuvo con los parámetros de fricción de fondo definidos en la Tabla 5.13 despreciando la infiltración, lo que podría indicar que la conductividad hidráulica saturada es inferior a 10^{-7} m/s .

El modelo numérico es capaz de predecir la magnitud del pico de caudal y el momento en el que se produce con precisión. Cabe señalar también el buen ajuste del modelo en la predicción de las subidas y bajadas del hidrograma de caudales. Con el fin de comprobar hasta qué punto los resultados numérico-experimentales puede ser mejorados mediante el aumento de la resolución de malla, se ha realizado un simple análisis de mallas de convergencia mediante mallas M1 de 3888 elementos triangulares, M2 de 15452 y M3 de 61808. El tamaño medio de malla para las mallas anteriores es, respectivamente, 5.5 m, 2.7 m y 1.4 m. No se encontraron diferencias significativas en el hidrograma de salida calculado con las mallas M2 y M3

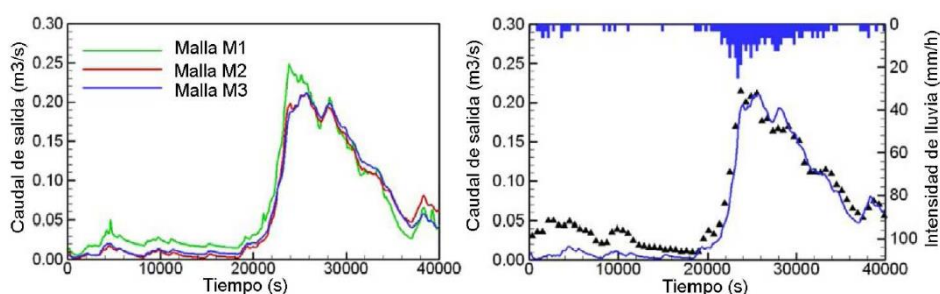


Figura 5.62. Análisis de convergencia en malla (izquierda) y comparación numérico-experimental (derecha)

5.4 Aplicación del modelo 1D

5.4.1 Descripción del modelo

En el modelo 1D utilizado (Storm Water Management Model, versión 5) la red se considera como un conjunto de elementos y flujos situados en una

serie de capas o módulos. Cada módulo representa un proceso hidrológico-hidráulico.

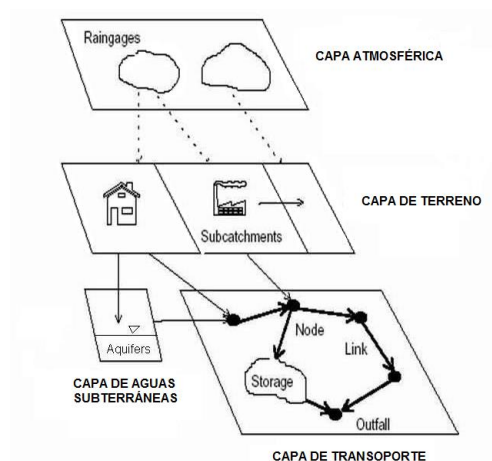


Figura 5.63. Esquema de módulos del SWMM 5

La simulación del flujo de escorrentía se realiza mediante un modelo agregado que divide la cuenca en pequeñas subcuencas que se asimilan a depósitos sobre las que se pueden tener en cuenta las pérdidas por infiltración y retención superficial, y cuyo flujo se rige por ecuaciones de carácter unidimensional.

En el caso de estudio transporte de agua por el interior de cualquiera de los conductos representados en SWMM está gobernado por ecuaciones de onda dinámica 1D.

5.4.1.1 Módulo de Superficie: caracterización de las subcuencas

Este módulo tiene como función simular los fenómenos de generación de escorrentía de una cuenca y la entrada de caudales en la red de drenaje. Se

trata de un modelo agregado que divide la cuenca de estudio en un número determinado de subcuencas.

Los cálculos de la esorrentía están basados en un modelo de depósitos modificado con las ecuaciones de onda cinemática 1D. El modelo de depósitos divide la subcuenca en una subárea permeable, otra impermeable con retención superficial y una última subárea impermeable sin retención, en función de los porcentajes de impermeabilidad y retención en cada zona introducidos por el usuario. La esorrentía es generada aproximando el funcionamiento de cada una de estas zonas a un depósito no lineal.

5.4.1.2 Módulo de transporte: caracterización de la red de drenaje

Este módulo utiliza como datos de entrada los datos de salida del Módulo de Superficie, es decir, el agua de esorrentía que entra en la red de alcantarillado a través de los imbornales y acometidas, y se encarga de modelar el flujo del agua por la red de alcantarillado por conductos, nodos y depósitos, mediante la resolución de las ecuaciones de Saint-Venant 1D.

SWMM nos solicita tanto la entrada de datos como el tipo de conducto (en nuestro caso rectangular o circular) y sus dimensiones, así como la longitud de cada uno y la elevación de sus extremos sobre la solera del pozo. Como coeficiente de rugosidad de Manning de los conductos se ha considerado 0.015.

Además, para la resolución de ecuaciones de Saint-Venant, se nos solicita la condición de contorno aguas abajo. Se ha simplificado este punto suponiendo un vertido libre, que no afecta significativamente al objetivo de

estudiar la rehabilitación de la cuenca, aunque en realidad la salida de la red conduzca a un colector-interceptor.

5.4.2 Discretización física: subcuencas y conductos

Se ha dividido la cuenca en 158 subcuencas y se ha considerado un hietograma único de precipitación. Se ha discretizado la cuenca con una resolución muy alta, tomando subcuencas con una superficie media de 0.03 Ha. Como ejemplo del detalle de la discretización cabe resaltar que se ha creado una subcuenca por cada de las vertientes de los tejados de los edificios, el resto de superficies de escorrentía se han dividido en resoluciones similares.

Las subcuencas representan áreas idealizadas para la escorrentía, con pendiente uniforme. Los valores de la rugosidad, del almacenamiento en depresiones y de la infiltración se toman como constantes en la subcuenca, representando la media, si bien las zonas permeables e impermeables tendrán diferentes parámetros. La discretización comienza con la identificación de los límites de cuenca y la localización de los ejes drenantes principales para proceder a continuación a la selección de los ejes que serán incluidos en la modelación.

Para la discretización en subcuencas se siguieron los criterios que a continuación exponemos:

- Las subcuencas habrán de tener una pendiente lo más uniforme posible, y se subdividirá en el caso de que posea una zona con pendiente significativamente distinta al resto de la subcuenca.

- Cada subcuenca tendrá un tamaño similar al de las que la rodean, para que los resultados tengan mayor coherencia.
- Las características de impermeabilidad, pendiente media y tipo de tejado (plano o a dos aguas) será lo más uniforme posible en el interior de cada subcuenca.
- Se buscará una homogeneidad suficiente en el grado de ocupación y usos del suelo de las distintas partes de cada subcuenca.

Siguiendo estos criterios se elaboró un modelo de 158 subcuencas, 51 tuberías y 52 nodos con el software SWMM v5 considerando un hietograma de precipitación único. En la Figura 5.64 se presenta un esquema del modelo realizado.



Figura 5.64. Esquema del modelo incluido en SWMM: tuberías en azul y cuencas en negro.

La zona de estudio (ver Figura 5.64) tiene un área aproximada de 0.15 km². Para los cálculos se han definido diferentes subcuencas en función de los puntos de desagüe a la red. Como ya se ha comentado esta discretización se ha realizado de manera muy detallada, definiendo por un lado los edificios y por otro el resto del terreno (carreteras, aceras, zonas sin asfaltar...). Cada uno de los tejados de los edificios se ha dividido según los sumideros o canaletas a los que desaguan, de la misma forma el resto del terreno se delimitó en función de las zonas de drenaje. Los tejados desaguan directamente a la red de drenaje en el punto de entrada de la canaleta o sumidero correspondiente. El terreno, sin embargo, se separó en tres zonas principales de drenaje y cada una de estas tres sub-áreas se dividió entre el número de sumideros que contenía cada una.

De esta manera se asume que para cada una de las sub-cuencas de drenaje el caudal de agua que entra por cada sumidero es el mismo y proporcional al área total de esa sub-cuenca.

Se definió la red de drenaje de pluviales mediante 51 nudos de conexión, un nudo de vertido final y 51 conductos. Los nudos de conexión se situaron en la localización de cada uno de los 51 pozos reales estudiados, atribuyéndoles las características originales de diámetro, cota de fondo y profundidad. Los conductos modelan las tuberías y se sitúan entre dos nudos de conexión. Tras la calibración se optó por un coeficiente de Manning de 0.02 para las tuberías, valor que puede parecer relativamente alto pero que es razonable si se tiene en cuenta la cantidad de partículas sólidas que están incrustadas en estas instalaciones. El nudo de vertido final se sitúa en el punto de desagüe del sistema.

Para calibrar el modelo matemático se seleccionó un registro de lluvia-caudal. Se empleó el registro comprendido entre el 26 de marzo y el 20 de mayo de 2008.

Para realizar la calibración se ajustaron los valores del coeficiente de Manning, infiltración y detención superficial de las 158 subcuencas que forman parte de esta área. El resto de parámetros (ancho de subcuencas, pendiente y porcentaje de área impermeable, fundamentalmente), se obtuvieron de la información del levantamiento topográfico y de la bibliografía.

El coeficiente de Manning para las zonas impermeables puede parecer elevado, pero las visitas a la zona permitieron observar que en las zonas impermeables existen ciertas capas de residuos, debido a la propia naturaleza de uso de las instalaciones, que incrementan notablemente la rugosidad del suelo.

5.4.3 Condiciones de contorno y precipitación

En nuestra cuenca en estudio utilizamos un hietograma de precipitación de 2 meses de duración obtenido mediante mediciones en la cuenca durante los periodos de marzo a mayo de 2008. Estos eventos incluyen el evento de precipitación utilizado en los cálculos con el modelo bidimensional y que servirá para comparar ambos modelos. Los datos de lluvia se definen en intervalos de tiempo de 5 minutos.

Además, para la resolución de ecuaciones de Saint-Venant, es necesario establecer una condición de contorno aguas abajo. Se ha simplificado este punto suponiendo un vertido libre, que es lo que ocurre en realidad en la

cuenca salvo cuando el agua en el depósito final alcanza la altura de las tuberías de drenaje, situación que no se produce en este estudio.

5.4.4 Calibración

En este tipo de modelos puede utilizarse el ancho de la subcuenca como parámetro de calibración; sin embargo, puesto que es un dato que podemos calcular geométricamente, así lo haremos, y dejaremos el ajuste en los valores del coeficiente de rugosidad de Manning y a los parámetros de infiltración.

Para las zonas permeables en terreno natural se ha estimado en un coeficiente de Manning de 0.05, en las zonas impermeables se ha usado 0.03. En cuanto al almacenamiento se ha considerado una retención equivalente a 4 mm en las partes permeables de cabecera, 2 mm para las zonas impermeables.

Las pérdidas de agua por infiltración se calculan mediante la formula de Green-Ampt.

Tabla 5.14. Parámetros de calibración.

PARÁMETRO		ZONA	
		PERMEABLE	IMPERMEABLE
Coeficiente de Manning		0.05	0.03
Detención superficial (mm)		4	2
Infiltración	Altura de succión (m)	0.11	—
	Conductividad (mm/h)	10	—
	Deficit inicial	0.2	—

5.4.5 Resultados

Se estimó un ajuste en volúmenes vertidos con error relativo de casi un 40 %. Aunque este valor parece muy elevado en este caso es un valor razonable ya que, como se puede apreciar en la Figura 5.65, el patrón de lluvias registrado no reproduce fielmente los caudales registrados en la sección de control. Estas diferencias se deben principalmente a que en las instalaciones se producen lavados que generan caudales significativos en la red, que son ajenos al fenómeno de precipitación.

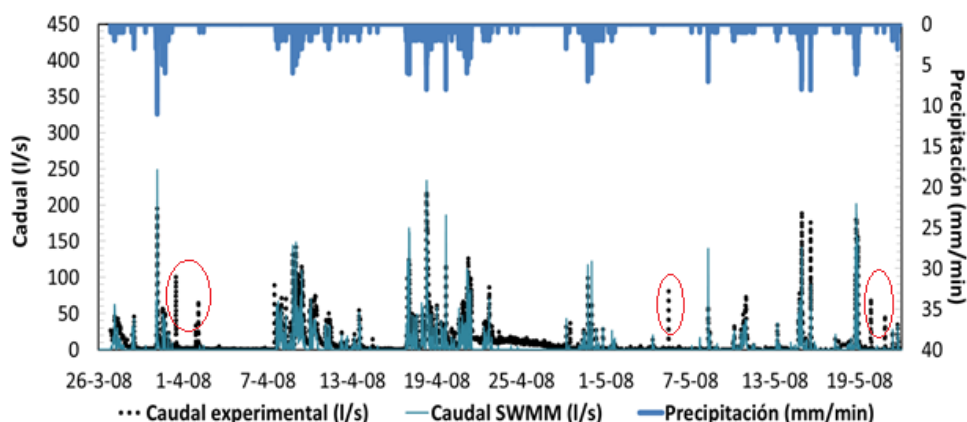


Figura 5.65. Hidrograma de caudales (registrados y simulados) y precipitaciones empleadas para la calibración del modelo. Se rodean en rojo algunos de los caudales registrados que no se corresponden con ningún evento de lluvia

En la figura anterior se puede apreciar, sin embargo, el buen ajuste que se produce durante los eventos reales de precipitación en las puntas de caudales registrados y simulados. Para obtener este ajuste, que tiene un error relativo máximo de un 15 % (Tabla 5.15), se calibraron el coeficiente de Manning y los parámetros de infiltración. Se puede apreciar que el

modelo arroja caudales un poco superiores a los reales, por lo que se puede considerar que realiza los cálculos del lado de la seguridad.

Tabla 5.15. Errores arrojados por el modelo calibrado.

	<i>Volumen</i> <i>(m³)</i>	<i>Caudal</i> <i>(l/s)</i>
<i>Registrado</i>	<i>50929</i>	<i>212.1</i>
<i>Simulado</i>	<i>29189</i>	<i>246.2</i>
<i>Error relativo</i>	<i>40%</i>	<i>13%</i>

5.5 Comparación de los dos modelos y conclusiones

Es importante señalar que los modelos en los que están implementados ambos códigos y la forma de discretizar ambos y de definir las zonas impermeables y no impermeables y de mayor o menor rugosidad son muy diferentes en ambos casos.

Por tanto, las diferencias entre los resultados no son debidas únicamente a las diferencias en el cálculo de flujo entre las ecuaciones de onda dinámica unidimensional y bidimensional, sino que también existen diferencias debidas a la discretización numérica y a los esquemas numéricos utilizados. Además, la distribución de las zonas impermeables y no impermeables en modelo 2D se delimitan en la malla mientras que en el 1D se define un porcentaje de permeabilidad e impermeabilidad para cada subcuenca, por lo que, aunque son equivalentes, no son idénticas.

Una vez tenidas en cuentas las anteriores fuentes de incertidumbre en el análisis, si se pueden concluir algunas cosas con respecto a las diferencias de resultados de ambos modelos.

Una de las principales diferencias en los resultados de los modelos 1D y 2D se refiere al tránsito de hidrogramas. En general, la anchura total del hidrograma es menor cuando el flujo se simula de manera unidimensional que cuando se calcula en dos dimensiones. Este efecto también ha sido señalado anteriormente por otros autores en estudios de comparación de modelos 1D, 2D en cuencas rurales (Howes et. al 2006).

Las dos principales consecuencias de esta diferencia se dan con respecto a la infiltración y a la resistencia al flujo. Un aumento en la anchura de hidrograma implica mayor tiempo de tránsito y por tanto más oportunidades para que el agua se infiltre. El hidrograma simulado sugiere que el volumen total de la infiltración estimado por el modelo 1D es inferior al estimado por el modelo 2D. Con una anchura de hidrograma menor el flujo encuentra una resistencia menor, en general, lo que hace que el hidrograma de escorrentía para ser menos tendidos que si los hidrogramas fueran más largos. La escorrentía máxima en el modelo 1D se produce normalmente antes y tiene una magnitud mayor que predice el modelo 2D.

Una vez pasado el caudal punta, la saturación es mayor en el terreno y por tanto la tasa de infiltración ya no es el factor dominante que afecta la salida del modelo, por la que las diferencias en el hidrograma se relacionan solamente con las menores pérdidas por resistencia al flujo (Howes et. al 2006). En cualquier caso, y como se dice anteriormente, este es un análisis preliminar sobre un único evento de precipitación y existiendo diferencias notables en la discretización y otros elementos numéricos, que hacen más complejo el análisis de diferencias.

En cualquier caso, para el evento de precipitación calculado con el modelo bidimensional, se observa que los resultados obtenidos producen un mejor ajuste con los datos experimentales utilizando el modelo 2D que con el 1D. Sin embargo, 1 hora de cálculo tardan unos treinta minutos en ser calculados por el modelo de aguas someras 2D, mientras que en 1 hora de cálculo el modelo de unidimensional es capaz de calcular la escorrentía de un año entero.

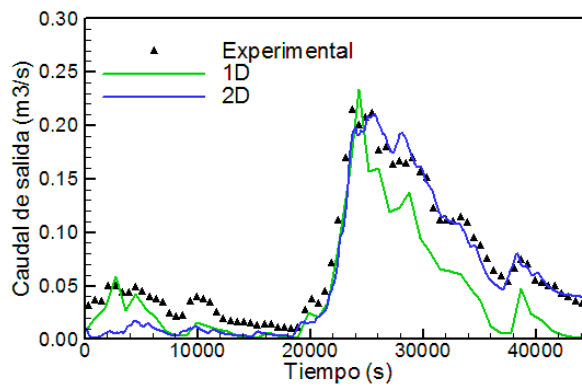


Figura 5.66. Comparación de resultados con ambos modelos.

Capítulo 6. Aplicación a la cuenca semiárida de Walnut Gulch

6.1 Introducción

El trabajo expuesto hasta ahora estudia la aplicación hidrológica de un modelo Saint Venant 2D al cálculo de la transformación lluvia-escorrentía en cuencas de laboratorio y urbanas altamente impermeables y de pequeño tamaño ($< 1\text{km}^2$) bajo diferentes simplificaciones de entramados urbanos en la malla y analizando su sensibilidad a diferentes parámetros. En esta sección se presenta la aplicación del modelo bidimensional a un caso más complejo en cuanto a parametrización, el de una cuenca hidrográfica rural y semiárida de aproximadamente 24 km^2 de superficie, subcuenca de la cuenca experimental de Walnut Gulch situada en Tombostone, Arizona (EE.UU.). En este caso el estudio de la calibración del modelo y de la sensibilidad a los parámetros de infiltración y rugosidad del lecho se realiza mediante un método iterativo y se analiza la variabilidad espacial de la precipitación en la cuenca y su influencia de la definición de la misma en los resultados.

Para esta validación del modelo Saint Venant 2D se cuentan con mediciones reales de caudales de cuenca, que permiten calibrar y estudiar los resultados del modelo numérico. La cuenca experimental de Walnut Gulch (*Walnut Gulch Experimental Watershed, WGEW*) gestionada como un laboratorio al aire libre de 150 km^2 por el Departamento de Agricultura de EE.UU. (*U.S. Department of Agriculture, USDA*) se encuentra

ampliamente instrumentada desde los años 1950. Está situada en el sureste de Arizona con la misión de favorecer el desarrollo de conocimiento y tecnología para la conservación del agua y el suelo en tierras semiáridas (Renard et al., 1993, 2008).

La modelización de esta extensa cantidad de datos recogidos en la cuenca experimental Walnut Gulch por el USDA se sigue considerando como un reto en hidrología en cuencas semiáridas (Beven, 2012). Esta cuenca ha sido objeto de numerosos estudios experimentales y de modelización. Sin embargo, la mayoría de los estudios de modelización realizados en WGEW son antiguos y en la escala de pequeñas laderas, como el de Parsons et al. (2006). A su vez la mayoría de los estudios de transformación lluvia-escurrentía sobre WGEW, y sobre cuencas rurales y urbanas en general, son con modelos agregados. Shah et al. (1996) comprueban que en este tipo de cuencas los errores más grandes en predicción de escurrentía se presentan cuando se utiliza un modelo agregado en lugar de uno distribuido (ya sea con lluvia media o espacialmente distribuida).

En la actualidad la modelización de cuencas rurales semiáridas con modelos distribuidos es una realidad en la que la selección de un método de calibración adecuado o la definición espacial de la precipitación son todavía objeto de estudio. Una vez más, la mayoría de estudios con modelos distribuidos no utilizan las ecuaciones de Saint Venant 2D completas si no simplificaciones como la de onda cinemática u onda difusiva. Estudios como el realizado en este capítulo revisan propuestas de otros autores y profundizan en la complejidad de la modelización de una cuenca de este tipo con un modelo distribuido que resuelve las ecuaciones de Saint Venant 2D.

6.2 Descripción de la cuenca de estudio

La cuenca experimental de Walnut Gulch alberga uno de los afluentes del río San Pedro, se encuentra en el sureste de Arizona, y rodea la ciudad de Tombstone. Es una cuenca semiárida que está dividida en 11 subcuencas con rangos de áreas que abarcan desde 2.3 hasta 150 km² y en 13 pequeñas subáreas de cuenca que abarca desde 0.004 hasta 0.89 km². La precipitación en la cuenca se mide mediante 88 pluviómetros. La cuenca ha sido objeto de dos campañas de campo intensivas combinando mediciones de campo con teledetección (Kustas y Goodrich, 1994; Houser et al.,1998). La percepción de la generación de escorrentía en este entorno concluye que ésta se genera casi exclusivamente por un proceso de exceso de infiltración (Goodrich et al.,1994)

Se ha modelizado una de las subcuencas principales en las que el USDA divide la cuenca experimental Walnut Gulch, en concreto la subcuenca 9 situada en el este de WGEW con una superficie total de ~24 km² (Figura 6.67; **Error! No se encuentra el origen de la referencia.**). Para la elección de esta cuenca se han utilizado los siguientes criterios:

- Cuenca rural sin áreas urbanizadas
- Amplio registro de eventos pluviométricos e hidrogramas de caudales a la salida de la cuenca.
- Disponibilidad de eventos en los que los hidrogramas de caudales alcancen valores significativos, disponiendo de algún evento con varios picos de caudal en el hidrograma
- Superficie superior a 10 km²

- Heterogeneidad en cuanto a usos del suelo y superficies de escorrentía

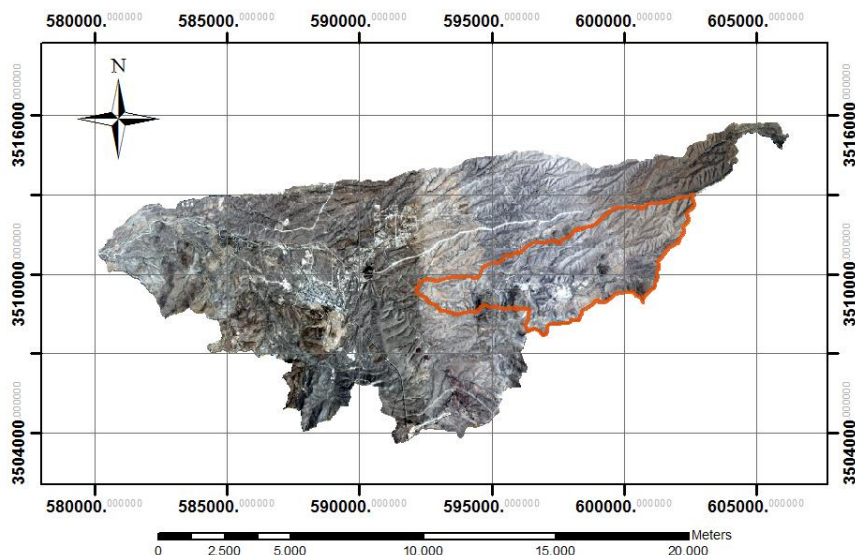


Figura 6.67. Ortofoto de WGEW. Contorno de la subcuenca de estudiada en esta tesis en naranja.

6.3 Datos de partida

Los datos utilizados en este capítulo han sido recogidos por el *Southwest Watershed Research Center* (SWRC) del Departamento de Agricultura de EE.UU. (USDA). La información utilizada es de acceso abierto y gratuito en <http://www.tucson.ars.ag.gov/dap/>

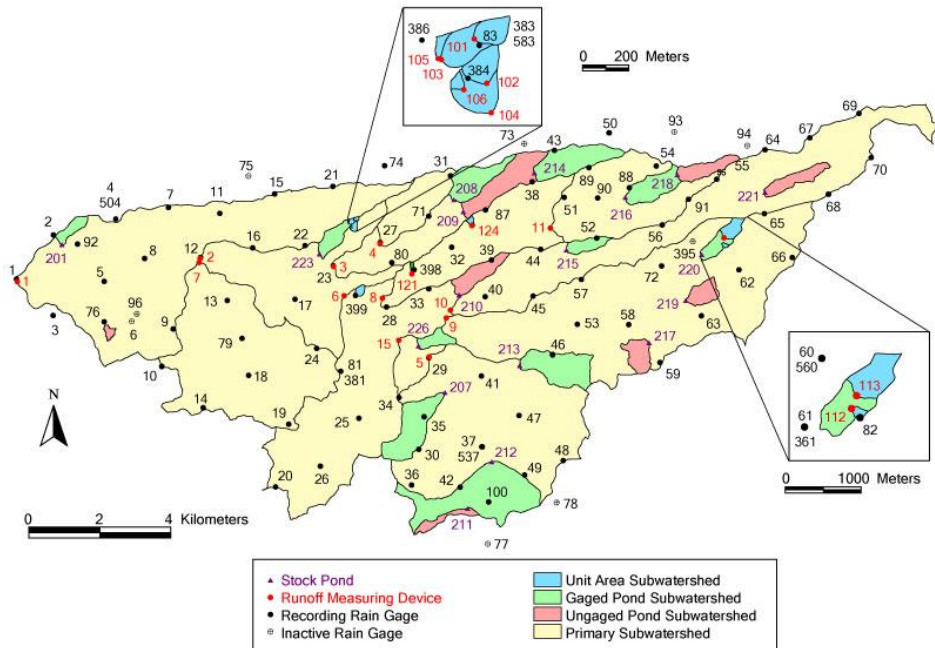


Figura 6.68. Mapa de instrumentación en Walnut Gulch.

6.3.1 Topografía

El SWRC elaboró dos modelos de elevación digital del terreno (DEM), con una resolución de 10 y 30 m respectivamente, que siguen los estándares del Servicio Geológico de EE.UU. (USGS) y cubren la superficie de WGEW. Adicionalmente se utilizaron fotografías aéreas (con una escala media de 1:12.000) y la información obtenida en diferentes estudios de campo realizados en 1988. Este esfuerzo se ha traducido en mapas ortorectificados a escala 1:5000 con intervalos de 5 m de contorno que, junto con un mapa de cauces de alta resolución, sirvió de base para la creación de un MDT de 10 m de resolución y para el desarrollo de la posterior capa de datos GIS. Estos mapas igualan o superan la normativa estadounidense en cuanto a resolución y precisión. Como parte del desarrollo de mapas

ortorrectificados se realizó una fotogrametría de manera manual sobre una malla de 40 m de resolución. Se utilizaron los datos de posición de todas las estaciones de medida para evaluar la exactitud de las elevaciones obtenidas tras el análisis fotogramétrico y los datos obtenidos a partir del MDE de 30 m. A partir de los datos obtenidos se hizo una descripción digital detallada de los principales cauces de drenaje a partir de mapas 1:50000, digitalizando los canales de anchura superior a 1 m.

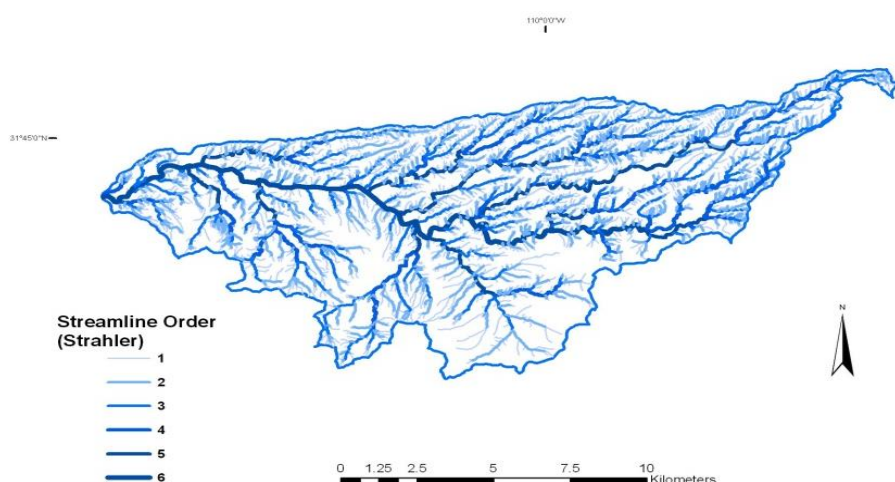


Figura 6.69. Cauces de drenaje de WGEW.

6.3.2 Precipitación

Una descripción detallada del registro de datos de precipitación en la cuenca experimental de Walnut Gulch (WGEW) y el posterior procesamiento de los mismos se describe en Goodrich et al. (2008). En la actualidad existe una amplia base de datos de precipitación en los ~ 149 km² de WGEW siendo los primeros registros de agosto de 1953 y continuando hasta el presente.

La precipitación media anual para el período de 1956-2005, tomando como referencia 6 pluviómetros, es de aproximadamente 312 mm, produciéndose aproximadamente el 60% de la precipitación durante el monzón de verano. Con un máximo histórico de 95 pluviómetros, en la actualidad una red de 88 de ellos está en funcionamiento. Esto constituye una de las redes más densas pluviómetros en el mundo ($0.6 \text{ pluviómetros/km}^2$) en cuencas hidrográficas mayores de 10 km^2 . En 1999 la red consistía en la grabación analógica de datos pluviométricos. En el año 2000, un pluviómetro de novedoso diseño digital con telemetría se colocó al lado ($\sim 1 \text{ m}$) de los medidores analógicos. Tanto las redes analógicas como las digitales de pluviómetros estuvieron en funcionamiento desde 2000 hasta 2005 para permitir un análisis comparativo de los dos sistemas.

De los 88 pluviómetros distribuidos por Walnut Gulch, 21 tienen su área de influencia sobre la subcuenca de la que es objeto este estudio (área de influencia calculada mediante polígonos de Thiessen). Su localización se refleja en la Tabla 6.16 y en la Figura 6.70.

Tabla 6.16. Coordenadas de los pluviómetros de la cuenca de estudio

Pluviómetro ID	Coordenadas UTM			
	Este (m)	Norte (m)	Elevación (m)	Error horizontal estimado (m)
RG029	3508578.1	591791.7	1375.1	8.5
RG033	3510506.4	591777	1393.1	6.5
RG040	3510281.7	593357.3	1395.3	7.5
RG041	3508059.9	593276.2	1414.2	12
RG045	3510295.1	594725.8	1431.4	9.2
RG046	3508647.3	595286.5	1442.7	7.9
RG052	3511949.3	596513.8	1476.3	10
RG053	3509517.1	596010.3	1418.2	8.7
RG056	3512319.9	598337	1502.3	13
RG057	3510776.6	596095	1464.2	8.1

Pluviómetro ID	Coordenadas UTM			
	Este (m)	Norte (m)	Elevación (m)	Error horizontal estimado (m)
RG058	3509505.7	597423.6	1434.6	6.7
RG059	3508437.4	598306.8	1467.1	5.9
RG060	3512453.1	599659.4	1527.9	8.7
RG061	3511575.1	599406.5	1504.3	5.3
RG062	3511050.6	600542	1517.6	5.6
RG063	3509756.9	599478.3	1471.1	5.9
RG065	3512629.7	601254	1555.3	9.5
RG066	3511412.4	602041.6	1535.6	6.1
RG068	3513185.8	603070.8	1587.5	12
RG072	3511163.4	598353.3	1476.8	7.3
RG082	3511676.8	600153.8	1524.5	5.3

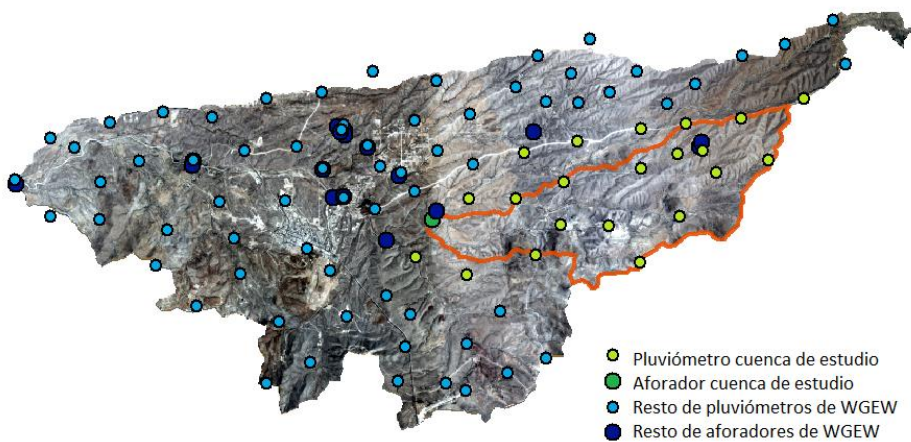


Figura 6.70. Ortofoto de Walnut Gulch y subcuenca de estudio. Emplazamiento de pluviómetros y estaciones de aforo.

6.3.3 Caudales de escorrentía

La medición de datos de escorrentía en la cuenca semiárida WGEW se inició en la década de 1950 con la instalación de cinco vertederos de

medida. Desde entonces, la red de medición ha evolucionado para incluir instrumentos de medición en 11 cuencas de gran tamaño (2.27 a 149 km²), 8 cuencas medianas (0.35 a 1.60 km²), y 11 cuencas hidrográficas de reducida superficie (desde 0.0018 hasta 0.59 km²) (Stone et al. 2008). El carácter efímero de la escorrentía, las altas velocidades del flujo, y las altas concentraciones de sedimentos en el mismo condujo al desarrollo de sistema de vertedero y canal supercrítico Walnut Gulch utilizado en las cuencas grandes y el sistema de vertedero canal supercrítico Smith utilizado en las cuencas pequeñas. El período de registro considerado de bueno a excelente abarca de 26 a 47 años. En 1999, se aumentó la red de sistemas analógicos originales con registros digitales. En Walnut Gulch la escorrentía se produce principalmente como resultado de tormentas convectivas en los meses de julio a septiembre. Los registros de escorrentía incluyendo hidrogramas de caudales y datos resumen están disponibles en varios formatos a través de una interfaz web en: <http://www.tucson.ars.ag.gov/dap/>.

6.3.4 Propiedades y usos del suelo

La recolección de datos vegetación en WGEW se inició en 1967 para ayudar en los estudios de investigación en aspectos hidrológicos y de suelos. Se establecieron zonas de estudio permanentes en los pluviómetros (Goodrich et al., 2008) de toda la cuenca. Estas zonas fueron examinadas en detalle y fotografiadas periódicamente desde 1967 hasta 2005. En 1967 se creó un herbario en las instalaciones de WGEW para documentar especies de la cuenca.

Este conjunto de datos se caracteriza por su repetidas mediciones y fotografías y su definición espacial en toda la cuenca (Figura 6.71).

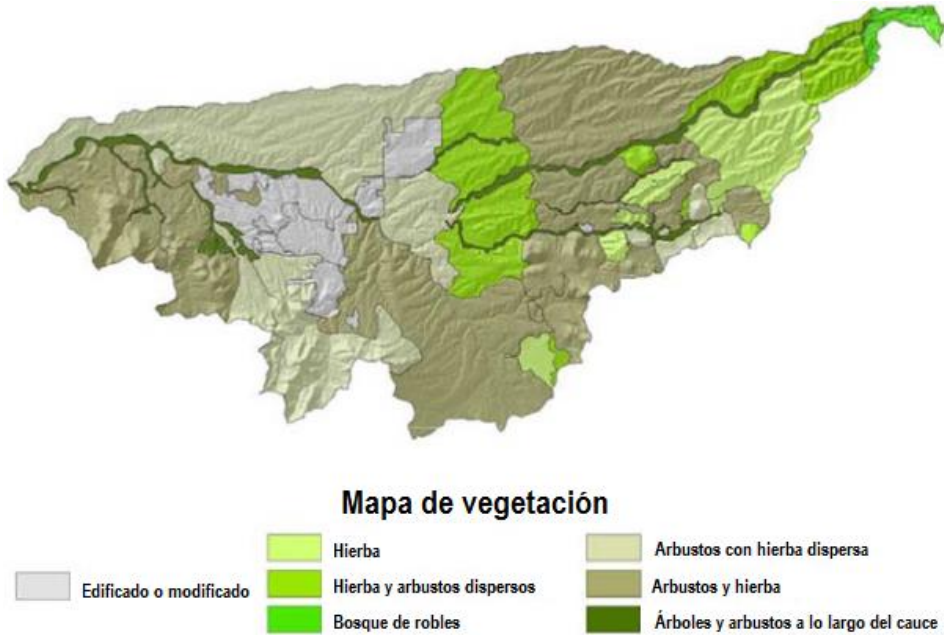


Figura 6.71. WGEW mapa de vegetación sobre relieve sombreado.

6.4 Definición del modelo

6.4.1 Discretización física

Para elección del tamaño de la malla de cálculo de la cuenca se realizó un análisis de convergencia en malla, utilizando para ello tres mallas con tres tamaños de celdas diferentes: la primera (M1) con 251300 celdas y un tamaño medio de celda de 93 m^2 , la segunda (M2) con 136000 celdas de 172 m^2 de tamaño medio y la tercera (M3) con 93600 elementos de 250 m^2 de superficie media. Las diferencias en los resultados obtenidos con las tres

mallas son despreciables en este caso, obteniéndose diferencias en los valores del caudal inferiores al 10% (Figura 6.72). Los errores introducidos debido a la incertidumbre de los datos hidrológicos (precipitación, infiltración, vegetación...), a la resolución del MDT y a las simplificaciones asumidas en los diferentes términos de las Saint Venant 2D son más importantes que las diferencias en los resultados obtenidos con las tres mallas. Por esta razón se escogió la malla M3 como malla de cálculo (93600 elementos no estructurados en una superficie de 24 Km²) por ser la que implica menor tiempo de cálculo.

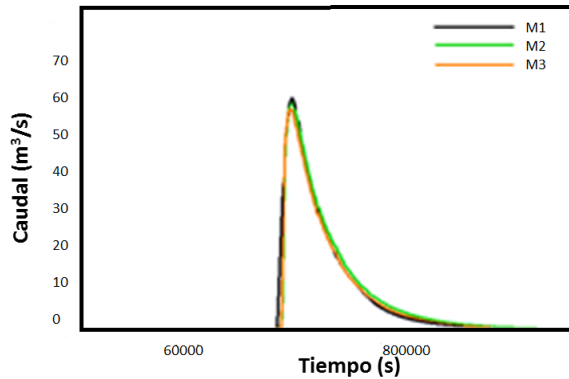


Figura 6.72. Análisis de convergencia en malla.

Los cálculos comienzan con toda la cuenca seca como condición inicial. La única condición de contorno impuesta es que el gradiente del calado sea igual a cero en el contorno de salida, en la sección más aguas debajo de la cuenca.

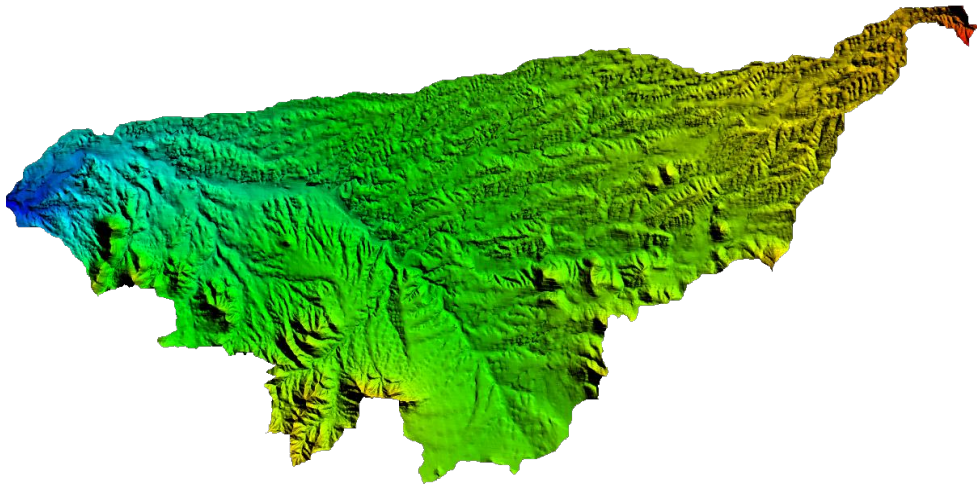


Figura 6.73. Modelo Digital de Elevaciones.

A la hora de realizar la discretización física de la malla y establecer las elevaciones de cada celda de cálculo, se encontraron pequeñas imperfecciones en el modelo digital del terreno que funcionaban a modo de barreras al flujo. Estas imperfecciones, difíciles de detectar a priori, se solucionan realizando un suavizado previo del MDE (mediante una interpolación bilinear de los valores del raster) antes de la interpolación de los valores del raster a la malla de cálculo.

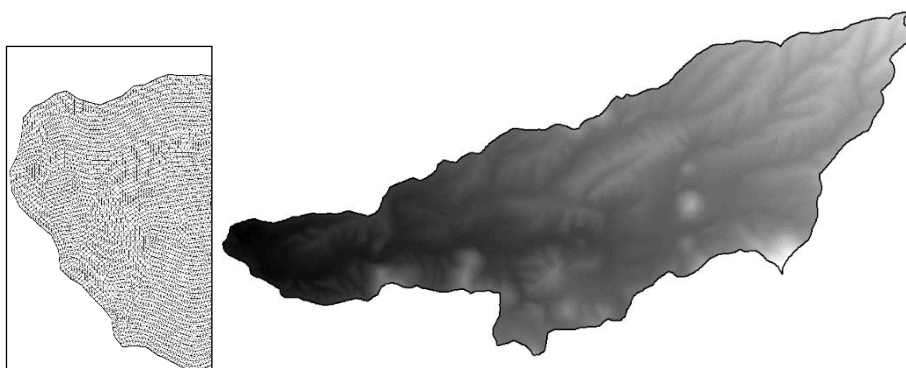


Figura 6.74. Detalle de la malla de cálculo (izquierda) e interpolación del MDE a la malla (derecha).

6.4.2 Definición de la precipitación en el modelo

Para la realización de este estudio se han escogido dos eventos de precipitación de alta intensidad desarrollados durante los monzones de verano de los años 2000 y 2009. En concreto se utilizaron las tormentas del 11/08/2009 y el 27/07/2000.

La precipitación en cada pluviómetro de la cuenca es diferente en cada instante debido a las propias características de los eventos. La distribución espacial de la precipitación es fuertemente heterogénea en el tiempo y en el espacio para cada uno de ellos, característica habitual en cuencas semiáridas.

Para una previsualización aproximada de la forma e intensidad de los hietogramas de precipitación sobre la cuenca, se ha ponderado espacialmente la precipitación de todos los pluviómetros en cada instante. Para ello se ha multiplicado la precipitación de cada pluviómetro por la superficie de su polígono de Thiessen correspondiente, se han sumado

todos los valores y dividido por la superficie total de la cuenca (ecuación[6.8]), la suma de estas ponderaciones define los hietogramas de la Figura 6.75.

$$P_p = (P_1 \cdot A_1 + P_2 \cdot A_2 + \dots + P_{21} \cdot A_{21}) / A_T \quad [6.8]$$

donde P_p es la precipitación ponderada, P_i es la precipitación asociada a cada pluviómetro en cada instante, A_i es el área del polígono de Thiessen correspondiente a cada pluviómetro y A_T es el área total de la cuenca.

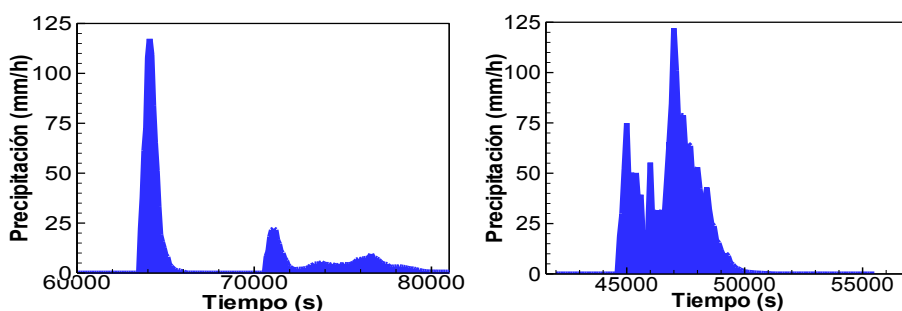


Figura 6.75. Hietogramas de precipitación ponderados espacialmente. Eventos del 27/07/2000 (izquierda) y 11/08/2009 (derecha).

Para la definición espacial de la precipitación en el modelo se utilizaron polígonos de Thiessen basados en la posición de cada uno de los pluviómetros de la cuenca. De esta forma, en cada instante de tiempo la precipitación es homogénea en cada uno de los polígonos, e igual a la precipitación registrada en ese instante en el pluviómetro correspondiente. Esta forma de proceder coincide con la propuesta por Lopes (1996) en su estudio sobre el efecto de la incertidumbre de la distribución espacial en cuencas de 6 km² en Walnut Gulch sobre las predicciones del volumen total de escorrentía, caudal pico de hidrograma y movilización de sedimentos utilizando un modelo distribuido.

Los resultados obtenidos por Lopes (1996) demostraron que la densidad de la red de pluviómetros, la disposición espacial de los pluviómetros y las características espacio-temporales de las tormentas tuvieron un efecto significativo en la predicción de la respuesta de la cuenca. Considerando la tormenta de mayor intensidad, cuando la densidad de puntos de precipitación se redujo (al azar) de 10 a 6 pluviómetros, se observaron errores de predicción en el volumen de escurrimiento del orden del 30%. A medida que la densidad de la red se redujo hasta llegar a un único pluviómetro, los errores de predicción aumentaron a cerca de 130%. Sin embargo, los errores en la estimación de la precipitación por unidad de área de la cuenca aumentaron sólo un 30%. Estos resultados ponen de manifiesto que la respuesta a la entrada de captación de lluvia no es lineal. En general, apuntan a que una densidad de 5 pluviómetros asegura un buen modelo a una escala de 6.7 kilómetros cuadrados ($1.34 \text{ pluviómetros/km}^2$) en Walnut Gulch. En el caso de estudio se han utilizados 21 pluviómetros: 14 que se sitúan dentro de la cuenca de estudio y 7 a distancias inferiores de 1.5 kilómetros de la frontera de la cuenca. Los 7 pluviómetros externos se han tomado como representativos por su cercanía a la cuenca y por no presentarse en la frontera entre su ubicación y la cuenca de estudio grandes pendientes que puedan alterar significativamente las intensidades de precipitación por efectos orográficos. Con una cuenca de 24 km^2 podemos hablar de una densidad aproximada de $1.1 \text{ pluviómetros/km}^2$, ligeramente por debajo de las recomendaciones de Lopes (1996).

Para la calibración del modelo se han utilizado los datos de los 21 pluviómetros disponibles para el evento del 11/08/2009. En apartados posteriores se estudia la influencia de la definición espacial de la lluvia y el número de pluviómetros considerados en los cálculos.

En la Figura 6.76 se pueden apreciar los valores de intensidad de precipitación sobre la cuenca en diferentes instantes de cálculo. La precipitación es homogénea, para cada instante, en cada uno de los polígonos de Thiessen asociados a cada pluviómetro.

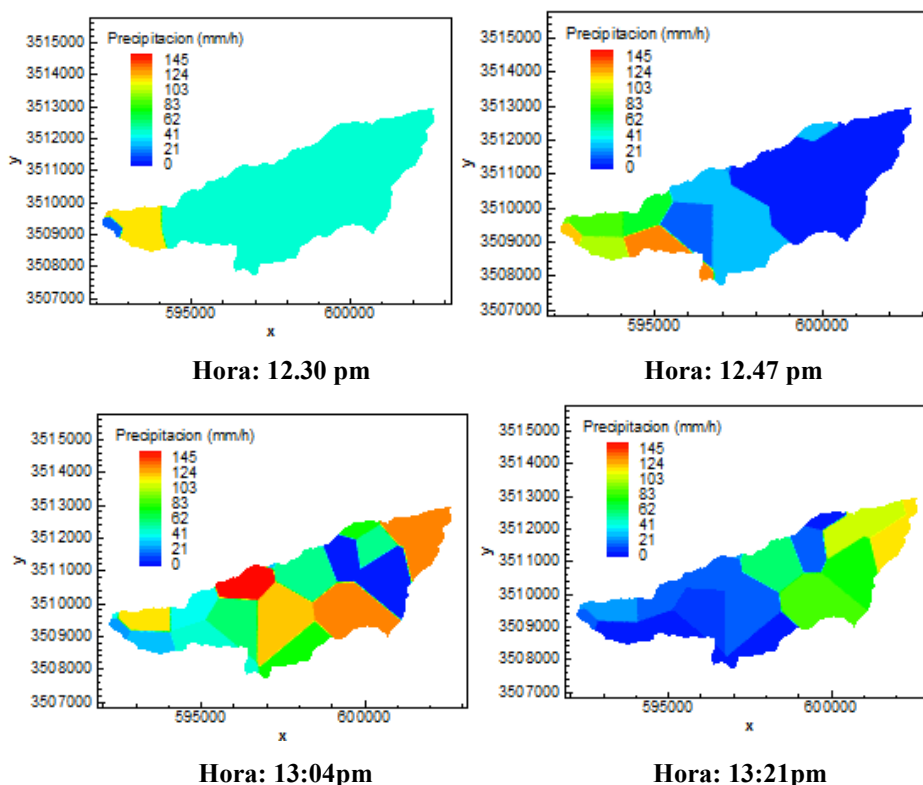


Figura 6.76. Distribución espacial de la lluvia (polígonos de Thiessen) en diferentes intervalos de tiempo durante la tormenta del 11/08/2009.

6.4.3 Fricción de fondo e infiltración

Numéricamente la fricción de fondo suele definirse mediante un parámetro (Manning, Keulegan...) que la caracteriza según el tipo de suelo. En la modelización de la escorrentía superficial, debido al valor extremadamente bajo del calado, estos coeficientes pueden adquirir valores muy superiores

al utilizado usualmente en la modelización del flujo en ríos (Fraga et al. 2013). Adicionalmente, el tamaño de malla y la resolución del MDT son factores que pueden influir en el valor efectivo del coeficiente de rugosidad de fondo. Normalmente las diferentes zonas de una cuenca tienen superficies muy diferentes que abarcan desde el lecho del río (generalmente carente de vegetación) hasta las llanuras colindantes con una vegetación más o menos abundante. Los efectos de pequeña escala de microtopografía no resueltas por el modelo, deben ser incluidos a través del coeficiente de fricción, de la misma manera que los efectos de ondulaciones y dunas en los ríos se incluyen en el rozamiento del fondo. Por microtopografía nos referimos a las características de la superficie con una escala de longitud inferior al tamaño de malla utilizado en la discretización numérica o no definidas en el Modelo Digital del Terreno (MDT). Es por esta razón que para este tipo de aplicaciones la fricción de fondo necesita ser calibrada previamente.

Otro aspecto importante en la generación de caudal de escorrentía es la estimación de la infiltración en la zona, en la que influyen varios factores como son: el estado de la cubierta vegetal y de la superficie del suelo; las propiedades del suelo: porosidad y conductividad hidráulica; el contenido de humedad presente en el suelo.

En general los estratos de suelo que se sitúan unos encima de otros formando las diferentes capas del terreno a menudo tienen diferentes propiedades físicas. Además, las características de los suelos varían mucho espacialmente, incluso en pequeñas áreas. Como resultado de esta variabilidad y debido a que las propiedades de los suelos también varían en función de la humedad que contienen, la infiltración es un proceso

extremadamente complejo, por lo que la sensibilidad del modelo a la misma también ha sido estudiada.

El rozamiento de fondo se define mediante la fórmula de Manning y la infiltración mediante una tasa constante que no varía en el tiempo. Esta simplificación se ha adoptado tras unos análisis de sensibilidad preliminares aplicando una fórmula simplificada (ecuación [6.9]), en los que se observó que, para los eventos analizados, el modelo es muy poco sensible al término B variable con el tiempo.

$$i = A + B/t \quad [6.9]$$

Cabe mencionar que otras pérdidas como son la evaporación o la interceptación superficial son despreciadas en los casos de estudio. Para este tipo de aplicaciones (tormenta intensa) el porcentaje de agua interceptado y evaporado respecto al volumen total de agua caída es despreciable.

6.5 Calibración del modelo

6.5.1 Metodología

Se utilizan como parámetros de calibración del modelo la infiltración y el coeficiente de fricción de fondo, por ser los más influyentes en la respuesta hidrológica de la cuenca. Debido a la variabilidad de los usos del suelo en la cuenca y su distribución espacial, la calibración de estos parámetros en cada zona y la influencia de los mismos sobre el resultado final es difícil de cuantificar a priori. En este capítulo se propone la utilización de un método iterativo para estudiar la calibración y estudio de la sensibilidad del

modelo a dichos parámetros, en una versión simplificada de los estudios realizados por otros autores como Feyen et al. (2007).

Los parámetros de infiltración y fricción de fondo se definen en el modelo de acuerdo a los usos del suelo de la cuenca. De esta manera, y en base a los mapas de vegetación y usos del suelo definidos por el Ministerio de Agricultura estadounidense, la malla de cálculo se ha dividido en cuatro zonas diferentes en función de la tipología y densidad de vegetación (Figura 6.77):

- Tipología 1: bosque de robles
- Tipología 2: hierba y arbustos
- Tipología 3: hierba
- Tipología 4: árboles en el cauce

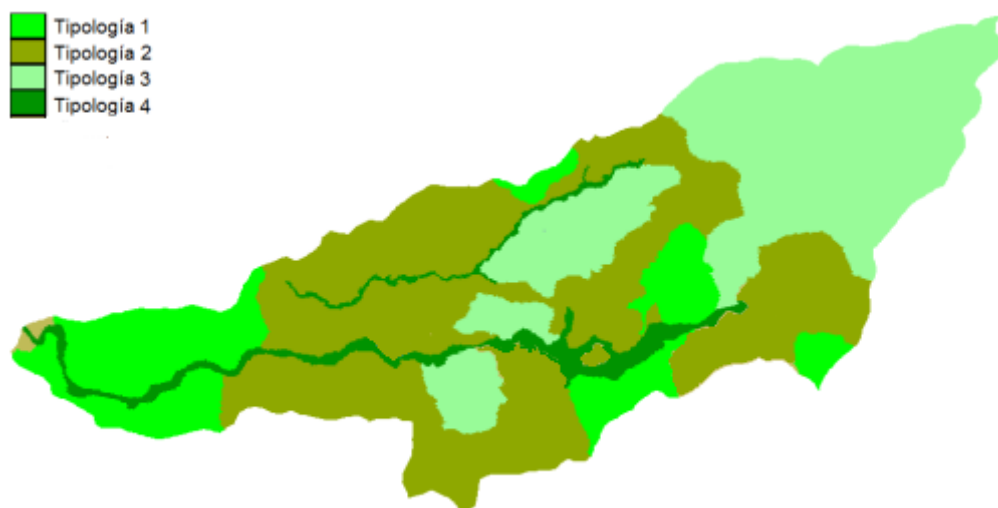


Figura 6.77. Definición de los diferentes tipos de zonas de la subcuenca de estudio en función de su vegetación y usos del suelo.

Como ya se ha comentado, el rozamiento se incluye en el modelo mediante el coeficiente de Manning en el que se incluyen los efectos de microtopografía no detallados en el modelo.

La metodología utilizada asume que las variables que se utilizan no son variables ciertas, sino que pueden tomar valores dentro de un rango. Se basa en simular la realidad a través del estudio de diferentes combinaciones de valores de infiltración y rugosidad del lecho que se ha generado de forma aleatoria. Este tipo de aproximaciones resulta de utilidad para casos en los que no se conoce el valor exacto de los parámetros a calibrar y se estima dentro de un máximo y un mínimo. Así, permite tener en cuenta un elevado número de escenarios aleatorios y facilita la comparación y estudio de la influencia de cada parámetro. De esta forma, se pueden realizar análisis que se ajusten en mayor medida a la variabilidad real de los parámetros de calibración.

Una vez identificadas las variables cuyo comportamiento se va a simular (en este caso la infiltración y rugosidad en cada una de las tipologías de suelo definidas en la Figura 6.77), se determina el rango de valores asociado a cada una de ellas. A continuación, se procede a la generación de números aleatorios comprendidos entre el máximo y el mínimo de cada rango. Los números aleatorios se llevan a la simulación y, a la vista de los resultados, puede realizarse el análisis estadístico y de inferencia sobre el comportamiento del modelo de la cuenca y obtener la calibración que mejor se ajuste.

Para determinar el tamaño de la muestra, se empezará utilizando un número no demasiado elevado de simulaciones, que se sustituirán en el modelo

matemático seleccionado, y se irán ampliando hasta observar que a mayor número de simulaciones no se mejora la convergencia.

De esta forma a cada zona se le asigna un rango de valores de los parámetros de infiltración y rugosidad de fondo definidos entre un máximo y un mínimo escogidos a partir de los valores estimados por Hernandez et al. (2000) en Walnut Gulch. A la vista de los primeros resultados y de las recomendaciones de Hernandez et al. (2000)

El número de simulaciones finalmente realizadas fueron 30, en las que en cada simulación los parámetros toman un valor aleatorio entre el máximo y el mínimo de su rango, según lo definido en la Tabla 6.17.

Tabla 6.17. Rango de valores para los parámetros de cada material. Valores de infiltración A1 a A4 y de coeficiente de Manning n1 a n4.

	Min	Max
A1 (mm/h)	19.00	22.00
A2 (mm/h)	17.64	54.00
A3 (mm/h)	36.00	79.20
A4 (mm/h)	21.60	79.20
n1	0.04	0.08
n2	0.03	0.06
n3	0.06	0.10
n4	0.10	0.40

A partir de los resultados de estas simulaciones se realizó un análisis de sensibilidad del caudal pico del hidrograma de salida a cada uno de los parámetros del modelo para el evento de precipitación del 11/08/2009. Se observó que el peso relativo de cada uno de los parámetros es limitado y que ninguno de ellos adopta una relevancia que prevalezca en exceso sobre

el resto. Los parámetros que mayor influencia tienen sobre el modelo son la infiltración de la zona 2 y los coeficientes de Manning de las zonas 2, 3 y 4. Parámetros, que a pesar de tener un efecto limitado sobre el pico del hidrograma, sí presentan cierta influencia (Figura 6.78).

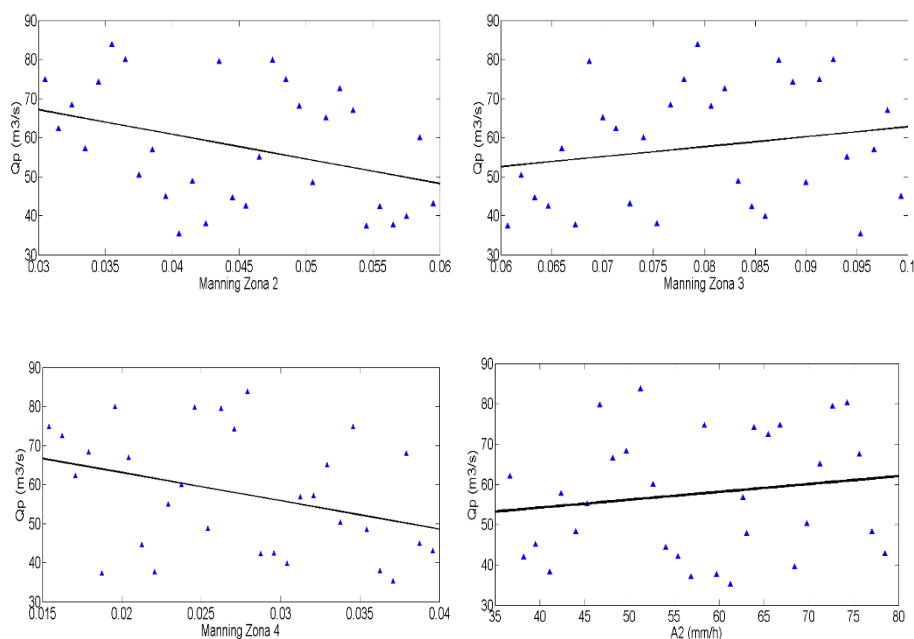


Figura 6.78. Parámetros más influyentes en los resultados del caudal punta del modelo: n_2 , n_3 , n_4 y A_2 . Valor de los parámetros utilizados en la calibración frente al caudal punta y recta de regresión para cada caso.

Se calibró el modelo a partir de las 30 simulaciones realizadas para el evento del 11/08/2009 adoptando como parámetros de calibración aquellos que minimizan el error medio absoluto y se validaron dichos parámetros para el evento del 27/07/2000. El error medio absoluto obtenido para cada uno de los eventos con los parámetros de calibración adoptados es de 2.53 y 2.75 m^3/s respectivamente, lo cual supone aproximadamente un 5% del

caudal punta de cada evento. Los valores de calibración adoptados se muestran en la Tabla 6.18.

Tabla 6.18. Valores de calibración de los coeficientes de infiltración y Manning

	Valor de calibración
Infiltración zona 1 (A1 mm/h)	21.60
Infiltración zona 2 (A2 mm/h)	51.12
Infiltración zona 3 (A3 mm/h)	43.92
Infiltración zona 4 (A4 mm/h)	45.72
Coef. Manning zona 1 (n1)	0.05
Coef. Manning zona 2 (n2)	0.04
Coef. Manning zona 3 (n3)	0.08
Coef. Manning zona 4 (n4)	0.03

6.5.2 Resultados

Los ajustes numéricos experimentales del hidrograma de salida, obtenidos utilizando el modelo calibrado se muestran en la Figura 6.79. Para los dos eventos de cálculo el modelo predice pendientes de subida más tendidas que las reales, especialmente cuando en la realidad se parte de un estado previo húmedo, lo cual pone de manifiesto la importancia de la inicialización del modelo cuya dificultad es alta en cálculo de eventos. En

todos los casos la pendiente de bajada del hidrograma es más tendida en la realidad que en el modelo numérico.

Normalmente, tanto en cuencas urbanas como rurales, lo hidrogramas de caudales suelen caracterizarse por subidas más rápidas (pendientes más pronunciadas) que las bajadas que suelen ser más lentas (pendientes más tendidas). Este fenómeno se produce porque el drenaje último de la cuenca se realiza cuando el aguacero ha terminado o perdido intensidad, por lo que cada vez hay menos caudal aguas arriba que facilite el drenaje, realizándose una disminución de los valores del hidrograma cada vez más lenta.

Sin embargo, en Walnut Gulch y para los eventos estudiados, el comienzo del hidrograma se caracteriza por un retraso en la aparición de caudal, que una vez iniciado se produce de manera más rápida de lo esperado (con mayor pendiente a efectos gráficos). Por otra parte, la rama de descenso del hidrograma tiene un descenso muy lento. Estos fenómenos pueden ser debidos a que, el elevado transporte de sedimentos que caracteriza a las cuencas semiáridas tenga un efecto sobre el desarrollo del flujo. Además, en este tipo de cuencas, donde los ríos llevan caudal de forma intermitente, la forma y disposición de los pequeños canales secundarios de drenaje varían de un evento a otro en función de la posición de la precipitación, ralentizando el drenaje inicial del flujo.

Estas particularidades de las cuencas semiáridas, que no son tenidas en cuenta por el modelo, podrían explicar por una parte que el caudal inicialmente tarde más en llegar a la salida pero que una vez que llega lo haga de manera más precipitada alcanzando el caudal pico del hidrograma con mayor rapidez, y por otro que el tramo final del hidrograma se ralentice

antes de lo esperado ya que la capacidad de drenaje de la cuenca es menor que en otro tipo de cuencas.

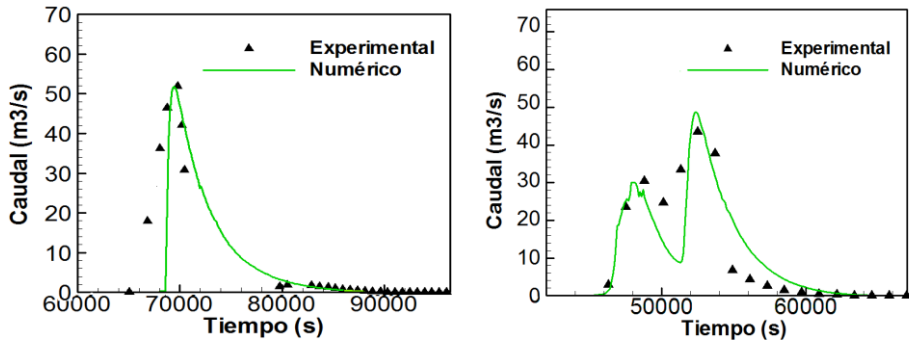


Figura 6.79. Ajuste numérico-experimental tras calibración, eventos del 27/07/2000 (izquierda) y 11/08/2009 (derecha).

El pico, el instante en el que éste se produce, y la anchura de hidrograma son reproducidos por el modelo numérico de forma adecuada. La distribución espacial del flujo coincide con los canales prioritarios observados en campo (Figura 6.80 y Figura 6.81)

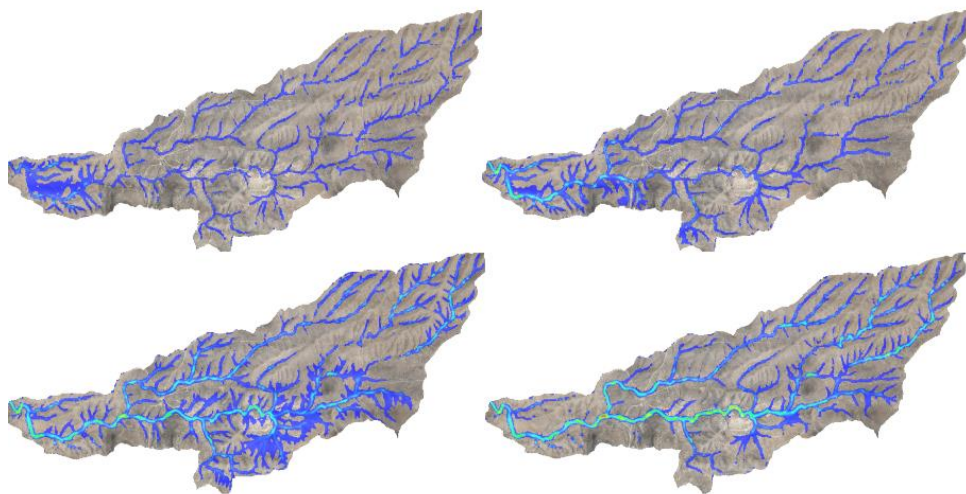


Figura 6.80. Campos de calados simulados por el modelo en distintos instantes tras calibración. Evento del 11/08/2009.

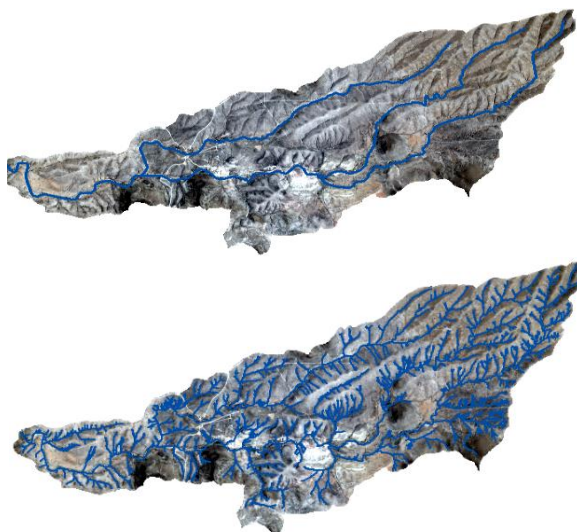


Figura 6.81. Delimitación espacial de los cauces según datos de campo. Cauces principales (arriba) y cauces principales y secundarios (abajo).

6.6 Sensibilidad del hidrograma de salida a la definición espacial de la precipitación

En las zonas semi-áridas dominadas por tormentas convectivas, las respuestas de las cuencas son muy rápidas y la variabilidad espacial de la precipitación muy elevada, por lo que es necesaria una representación detallada de la distribución de las precipitaciones para reproducir el caudal de salida con precisión (Sogen 2005). En este apartado se estudia el efecto de la resolución espacial de la precipitación (número de pluviómetros considerados en el modelo) sobre el hidrograma de caudales calculado a la salida de la cuenca. Se revisan las propuestas sobre la distribución espacial de estaciones pluviométricas realizadas por otros autores, comentada anteriormente, y se comparan con los resultados obtenidos.

Para este estudio se ha utilizado el evento del 11/08/2009 por ser el que muestra un hidrograma más complejo y se han simulado diferentes hidrogramas de caudales a la salida de la cuenca con datos de precipitación obtenidos de:

- A. 1 único pluviómetro: simulaciones 1P1 a 1P21
- B. 5 pluviómetros: simulaciones 5P1 a 5P4
- C. 10 pluviómetros: simulaciones 10P1 a 10P3
- D. 15 pluviómetros: simulaciones 15P1 a 15P3
- E. 21 pluviómetros: simulación 21P1 tomando todos los pluviómetros relacionados con la cuenca. Misma simulación que la realizada en el apartado de calibración del modelo

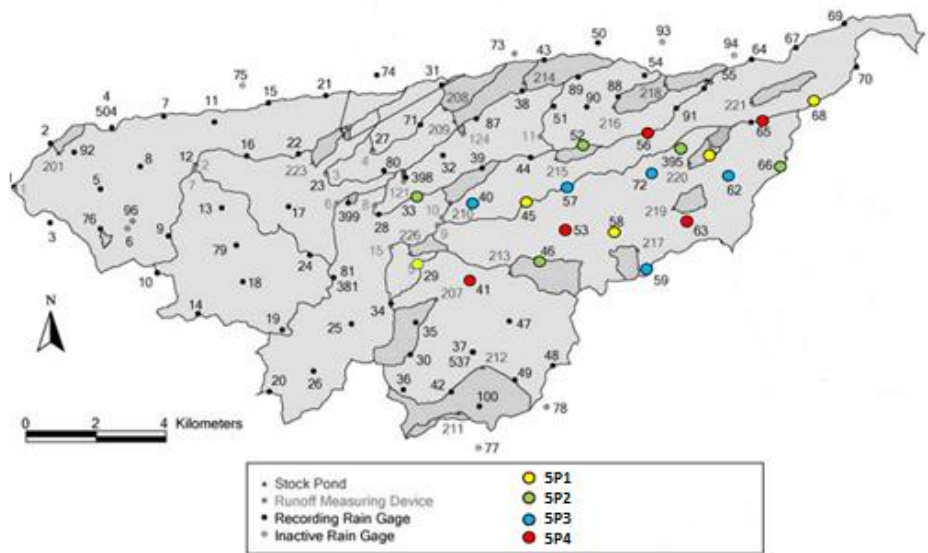


Figura 6.82. Distribución espacial de los pluviómetros utilizados en las simulaciones 5P1, 5P2, 5P3 y 5P4.

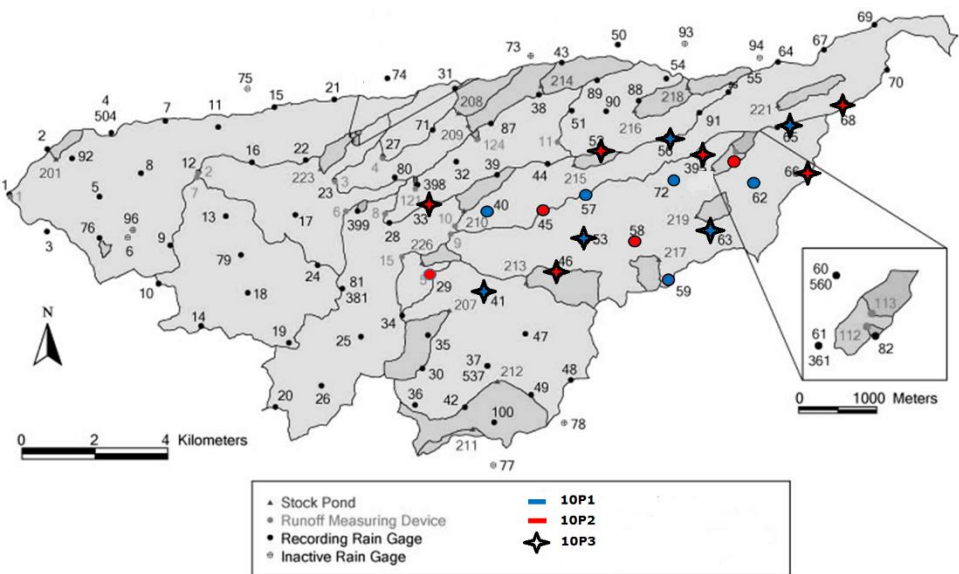


Figura 6.83. Distribución espacial de los pluviómetros utilizados en las simulaciones 10P1, 10P2 y 10P3.

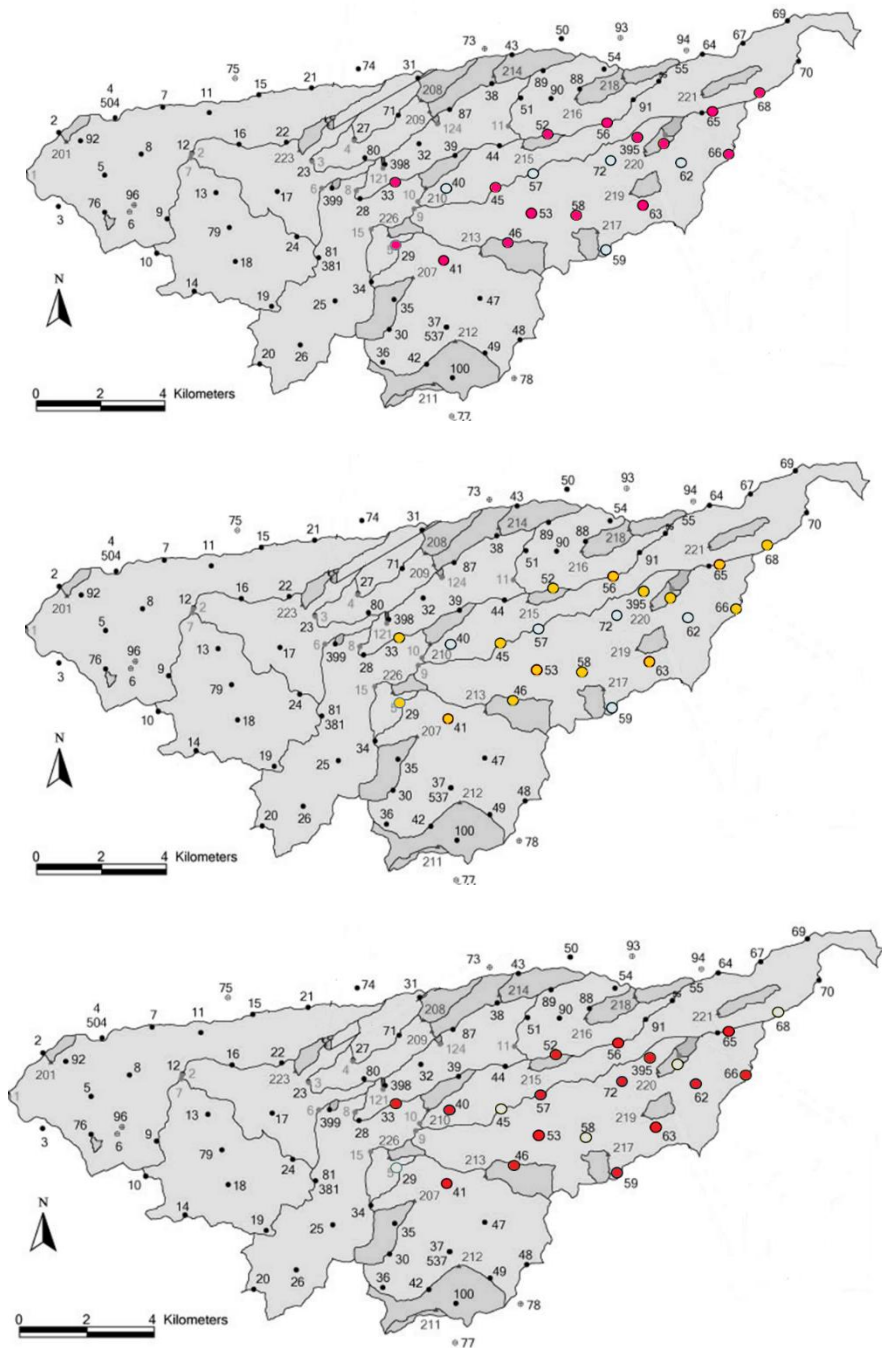


Figura 6.84. Distribución espacial de los pluviómetros utilizados en las simulaciones 15P1(arriba), 10P2 (centro) y 10P3 (abajo).

Todas las simulaciones se han realizado para la resolución de malla descrita en el apartado 6.4.1, con los parámetros de infiltración y fricción de fondo definidos espacialmente según lo propuesto en la calibración del modelo. Cabe recordar que esta calibración se ha llevado a cabo a partir de simulaciones con datos de precipitación de los 21 pluviómetros. Todas las simulaciones presentadas en este apartado se han realizado obteniendo polígonos de Thiessen basados en cada uno de los pluviómetros utilizados, y tomando la lluvia de ese pluviómetro como homogénea en toda esa área. Para la realización de este análisis se ha utilizado el evento de precipitación registrado el 11/08/2009, por presentar el hietograma de caudales más complejo

Todas las simulaciones realizadas se han llevado a cabo escogiendo pluviómetros de manera aleatoria, pero manteniendo una distribución espacial sobre la cuenca la más homogénea posible. Se han evitado las simulaciones que utilizarían altas concentraciones de pluviómetros en una superficie pequeña de la cuenca y ninguno en el resto.

En la Figura 6.85 se representan los resultados más relevantes y su comparación con los datos medidos en campo.

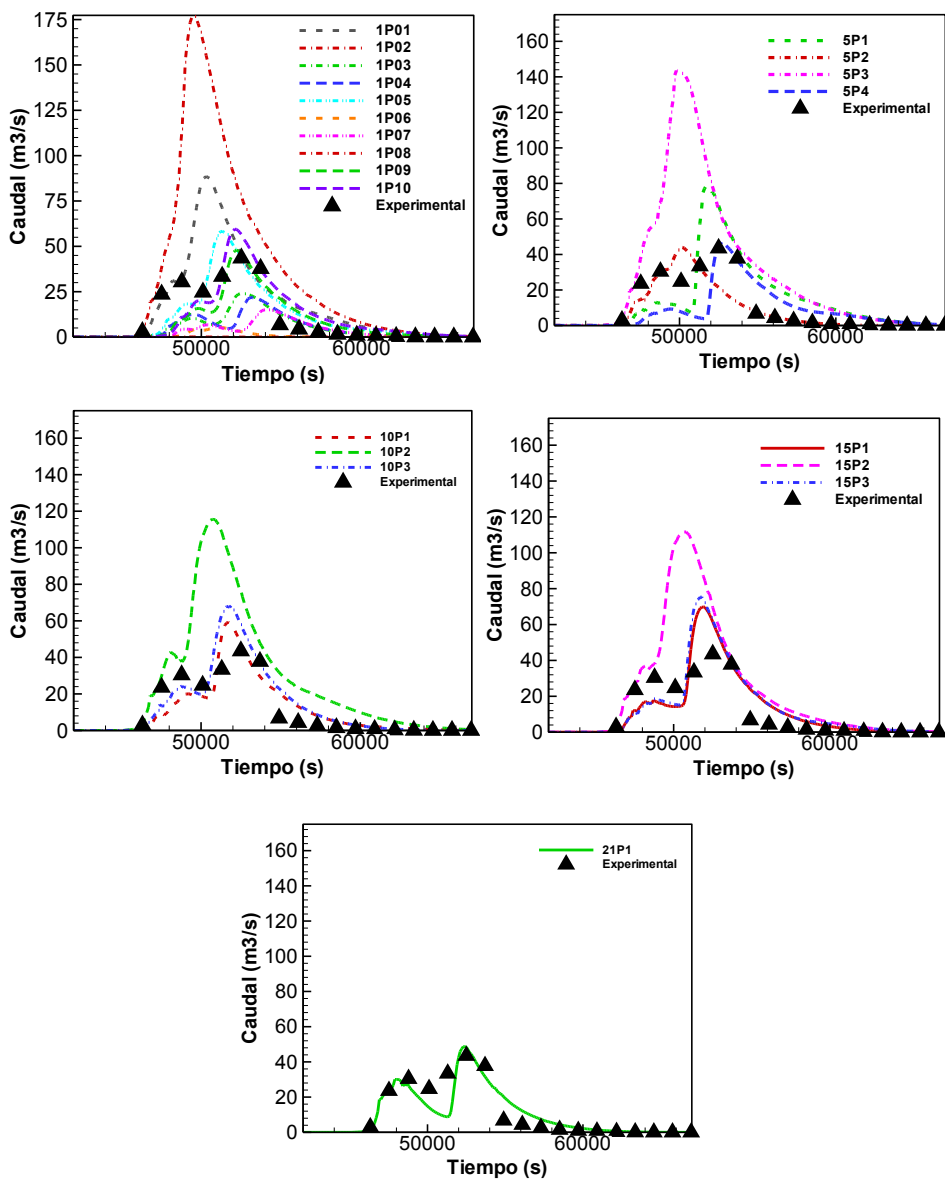


Figura 6.85. Resultados más relevantes de las simulaciones con uno, cinco, diez, quince y veinte pluviómetros.

Al utilizar datos de un único pluviómetro se obtiene un error máximo en el valor del caudal pico de hidrograma del 302%, valor que se reduce a un

227%, 164% y 155% en el caso de utilizar 5, 10 y 15 pluviómetros respectivamente. En la Tabla 6.19 se muestran los errores relativos de cada una de las simulaciones con respecto al caudal pico, el momento en que se produce y el volumen total de escorrentía. Sin embargo, puede observarse que, dependiendo de la selección de pluviómetros escogida, algunas simulaciones con menos pluviómetros pueden alcanzar mayor precisión que otras con mayor número de pluviómetros. Esto es fruto del azar y pone de manifiesto la discrepancia de resultados que pueden llegar a obtenerse cuando no se utiliza un número apropiado de pluviómetros. Este efecto puede observarse comparando, por ejemplo, la simulación 10P1 con las simulaciones 15P1, 15P2 y 15P3. Al igual que la simulación 1P09 es más precisa que la 5P3 (Figura 6.85 y Tabla 6.19).

Tabla 6.19. Errores obtenidos en las simulaciones

	Numero de pluviómetros	Error Qp	Error (min)*	Error volumen
1P01	1	75%	35	50%
1P02	1	302%	44	160%
1P03	1	-45%	0	26%
1P04	1	-50%	-8	42%
1P05	1	32%	24	-25%
1P06	1	-91%	33	-88%
1P07	1	-64%	-25	-65%
1P08	1	100%	-	100%
1P09	1	11%	5	-50%
1P10	1	36%	6	-60%
5P1	5	82%	12	10%
5P2	5	0%	40	-28%
5P3	5	227%	43	110%
5P4	5	9%	-5	-30%

	Numero de pluviómetros	Error Qp	Error (min)*	Error volumen
10P1	10	164%	28	-5%
10P2	10	164%	30	90%
10P3	10	45%	11	5%
15P1	15	59%	8	-40%
15P2	15	155%	28	25%
15P3	15	73%	10	-39%
21P1	21	7%	5	17%

**Diferencia de tiempo en minutos, del instante en el que se produce el caudal pico en la simulación estudiada con respecto a la realidad.*

Esto pone de manifiesto la amplia heterogeneidad espacial de la precipitación en esta cuenca y los errores que se pueden incluir al ampliar el área de influencia de un pluviómetro con respecto a la que tiene en la realidad. La variación de los volúmenes de precipitación registrados entre un pluviómetro y otro alcanzan proporciones en las que el máximo volumen de tormenta en el pluviómetro 52 es casi tres veces más que el volumen de lluvia en el pluviómetro 66, siendo la distancia que separa ambos pluviómetros de 6 km. Este incremento de volumen de precipitación en un 200% entre pluviómetros separados 6 km, coincide con lo observado por Goodrich et al. (1995), que al estudiar los gradientes de variación espacial de una subcuenca de Walnut Gulch de 4.4 ha observaron una variación de entre el 4 y el 14% de la altura de lluvia media (volumen) sobre una distancia de 100 metros.

Se puede observar en los eventos simulados que un mayor número de pluviómetros no garantiza en todos los casos una mejor simulación, aunque sí minimiza el error máximo (302% 227% 164% y 155% respectivamente

para las simulaciones con 1, 5, 10 y 15 pluviómetros). Aunque los resultados obtenidos concuerdan con los expuesto en Goodrich et al. (1995) en cuanto a la importancia del error introducido al asumir precipitación homogénea en cuencas semiáridas de pequeño tamaño, lo observado en el presente estudio también coincide en parte con lo expuesto por Nicòtina et al. (2007) en su estudio sobre cuencas italianas, donde concluyeron que para cuencas pequeñas es más relevante el volumen total de precipitación que la forma en que ésta se distribuye. Se observa en este caso que la utilización en las simulaciones de un pluviómetro que registre volúmenes totales similares a los medios de toda la cuenca, puede arrojar mejores resultados que la utilización de datos de un mayor número de pluviómetros que sobre o subestimen el volumen de precipitación medio de la cuenca.

Cabe destacar que la amplia dependencia de la cuenca a la variabilidad espacial de la lluvia se ve reforzada por los mecanismos de generación de escorrentía de la misma. Según lo comentado en apartados anteriores la escorrentía generada en Walnut Gulch se debe principalmente a mecanismos de exceso de infiltración. Koren et al. (1999) comprobaron que las cuencas y modelos en las que predomina la generación de escorrentía por estos mecanismos son más sensibles a la variabilidad espacial de la precipitación. El modelo utilizado en este estudio representa la escorrentía únicamente mediante mecanismos de exceso de infiltración, siendo adecuado para la aplicación a este tipo de cuencas.

Lo observado en este estudio coincide por lo expuesto por otros autores sobre el efecto significativo de la densidad de la red de pluviómetros, la disposición espacial de los mismos y las características espacio-temporales de las tormentas sobre la respuesta de las cuencas (Lopes 1996, Goodrich

et al. 1995, Nicotina 2007, Sogen 2005...) Para garantizar predicciones válidas Lopes 1996 propone una densidad de 1,34 pluviómetros/km² para cuencas de 6 km² en Walnut Gulch, Ogden y Julien (1994) recomiendan una resolución espacial de 0.4 veces la raíz cuadrada del área de la cuenca (es decir, una resolución de 1 km para una cuenca de 10 km² y una de 4 km para una cuenca de 100 km² y Sogen (2005) destaca la importancia de la distribución espacial de la precipitación a pequeña escala en cuencas semiáridas y propone una resolución espacial de la precipitación de 1 km por debajo de 50 km², y 2 km entre 50 y 500 km². Estas recomendaciones, aunque diferentes entre sí, mantienen una magnitudes similares y se cumplen con bastante aproximación en los eventos de calibración del presente estudio (21 pluviómetros en una cuenca de 24 km² lo que nos da una densidad de 1.14 pluviómetros/km²) pero son difíciles de aplicar en la práctica ya que es muy poco habitual que una zona de estudio esté tan ampliamente instrumentada (Reefsgaard y Knudsen, 1996).

A la vista de los resultados del presente estudio, en los casos en los que este nivel de instrumentación no sea posible, se recomienda el estudio detallado de los datos de los pluviómetros y de volúmenes de escorrentía disponibles. No se debe descartar, cuando la densidad de pluviómetros es escasa, que el mejor ajuste del modelo pueda producirse eliminando alguno de los pluviómetros y apostando por una menor densidad que sea más representativa de los valores medios. Es importante recordar que la amplia variabilidad de intensidades puede llevar a que el volumen total de precipitación sobre la cuenca quede ampliamente sub o sobre estimado al aumentar el área de influencia de un pluviómetro de intensidad muy alta o bajo con respecto a la media de la cuenca. En estos casos será mejor utilizar

sólo datos de otros pluviómetros que se asimilen más a los volúmenes medios.

6.7 Conclusiones

Este capítulo presenta los resultados de la validación experimental de un modelo Saint Venant 2D al cálculo de la transformación lluvia-escorrentía en una cuenca rural semiárida. En particular el modelo se ha aplicado en una subcuenca semiárida de 24 km² de la cuenca experimental Walnut Gulch (Arizona). Se analiza en este capítulo la influencia de la definición espacial de tres de los procesos más significativos en la generación y propagación de la escorrentía superficial: la infiltración, la fricción del terreno y la precipitación.

El caudal pico del hidrograma y el instante en el que esté se produce, así como la anchura de hidrograma son reproducidos por el modelo de forma adecuada. Así mismo, la aplicación de un modelo distribuido a este tipo de cálculos permite observar el desarrollo del flujo en cada punto de la cuenca comprobando para este caso que la disposición espacial de los canales principales de drenaje coincide en el modelo con los estimados por el Departamento de Agricultura de EE.UU.

En los casos estudiados en este capítulo se ha comprobado que los resultados son bastante sensibles a la parametrización de la infiltración y de la fricción de fondo. La infiltración influye en la determinación de la lluvia neta que interviene en la generación de escorrentía superficial, y por lo tanto su determinación es importante para en el cálculo del volumen total de escorrentía.

En cuanto a la resolución espacial de la precipitación, se ha estudiado la respuesta del modelo al incluir datos de diferentes densidades de pluviómetros sobre la cuenca. Se ha comprobado que los errores máximos esperables (tanto en volumen de escorrentía, como en valor de caudal pico como en la precisión del instante en que se produce) se reducen al utilizar los datos de un mayor número de pluviómetros sobre la cuenca (mayor resolución espacial) Sin embargo puede observarse que, dependiendo de la selección de pluviómetros escogida, algunas simulaciones con menos pluviómetros pueden alcanzar mayor precisión que otras con mayor número de pluviómetros. También se puede observar en los eventos simulados que un mayor número de pluviómetros no garantiza en todos los casos una mejor simulación, aunque sí minimiza el error máximo (302% 227% 164% y 155% respectivamente para las simulaciones con 1, 5, 10 y 15 pluviómetros).

Este estudio refuerza la recomendación de utilizar modelos de Saint Venant 2D para el cálculo de las transformaciones lluvia-escorrentía en este tipo de cuencas. La definición espacial de la precipitación adquiere una relevancia fundamental para poder hacer simulaciones con una precisión mínima en cuencas rurales semiáridas con tormentas de tipo convectivo.

BIBLIOGRAFÍA

Akan, A.O., Yen Diffusion, B.C. (1981). Wave flood routing in channel networks. *Journal of the Hydraulic Division* 107(6), 719-732.

Abdulla, F., Lettenmaier, D. (1997). Development of regional parameter estimation equations for a macroscale hydrologic model, *Journal of Hydrology* 197, 230-257.

Acrement, G.J., Schneider, V.R. (1984). Guide for selecting Manning's roughness coefficients for natural channels and floodplains, Rep. FHWA-TS-84-204, Fed. Highways Admin., U.S. Dep. of Transportation, Washington.

Ajami, N. K., Gupta, H., Wagener, T., Sorooshian, S. (2004). Calibration of a semi-distributed hydrologic model for streamflow estimation along a river system, *Journal of Hydrology* 298, 112-135.

Andersen, J., Refsgaard. J.C., Jensen, K.H. (2001). Distributed hydrological modelling of the Senegal River Basin — model construction and validation. *Journal of Hydrology* 247(3 - 4): 200-214.

Anselmo, V., Galeati, G., Palmieri, S., Rossi, U., Todini, E. (1996). “Flood risk assessment using an integrated hydrological and hydraulic modeling approach: A case study.” *Journal of Hydrology* 175(1-4), 533-554.

Bates, P.D., De Roo A.P.J. (2000). A simple raster-based model for flood inundation simulation, *Journal of Hydrology* 236, 54-77.

Bates, P.D., Stewart, M.D, Desitter, A., Anderson, MG., Renaud, J.P., Smith, J.A. (2000). Numerical simulation of floodplain hydrology, *Water Resources Research* 36(9), 2517-2529.

Bates, P. D., Anderson, M.G., Walling, D.E., Simm, D. (1992). Modelling floodplain flow using a two-dimensional finite element model, *Earth Surface Processes and Landforms* 17, 575-588, 1992.

Bermúdez, A., Dervieux, A., Desideri, J.A., Vázquez-Cendón, M. E. (1998). Upwind schemes for the two-dimensional shallow water equations with variable depth using unstructured meshes. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* 155, 49-72.

Berne, A., Delrieu, G., Creutin, J.D., Obled, C. (2004) Temporal and spatial resolution of rainfall measurements required for urban hydrology, *Journal of Hydrology* 299, 166-179.

Beven KJ. (2012) Rainfall-Runoff Models: The Primer, 2nd edn. Wiley-Blackwell: Chichester.

Beven, K. (1989) Changing ideas in hydrology: the case of physically-based models. *Journal of Hydrology* 105, 157-172.

Beven, K. (2001). Rainfall-Runoff Modeling. The Primer, 372 pp., John Wiley, Hoboken, N. J.

Beven, K. (2006) A manifesto for the equifinality thesis. *Journal of Hydrology* 320, 18-36.

Beven, K., Binley, A. (1992). The future of distributed models: model calibration and uncertainty prediction, *Hydrological Processes* 6, 279-298.

Bladé, E., Cea, L., Corestein, G., Escolano, E., Puertas, J., Vázquez-Cendón, M.E., Dolz, J., Coll, A. (2014). Iber: Herramienta de simulación numérica del flujo en ríos, *Rev. Int. Métodos Numér. Cálculo Diseño Ing.*, 30(1), 1-10.

Boyle, D. P., Gupta, H. V., Sorooshian, S., Koren, V., Zhang, Z., and Smith, M. (2001). Towards improved streamflow forecasts: The value of semi-distributed modeling, *Water Resources Research* 37(11), 2749-2759.

Brown, S.A., Stein, S.M. and Warner, J. C. (2001). Urban Drainage Design Manual. Hydraulic Engineering Circular 22, Federal Highway Administration, Washington, DC.

Canfield, H. E. and Goodrich, D. C. (2006). The impact of parameter lumping and geometric simplification in modelling runoff and erosion in the shrublands of southeast Arizona. *Hydrological Processes* 20, 17-35.

Cea, L., French, J.R., Vázquez-Cendón, M.E. (2006). Numerical modelling of tidal flows in complex estuaries including turbulence: An unstructured finite volume solver and experimental validation. *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 67(13), 1909-1932.

Cea, L., Puertas, J., Vázquez-Cendón, M.E. (2007). Depth averaged modelling of turbulent shallow water flow with wet-dry fronts. *Archives of Computational Methods in Engineering* 14(3), 303-341.

Cea, L., Garrido, M., Puertas, J.(2010). Experimental validation of two-dimensional depth-averaged models for forecasting rainfall-runoff from precipitation data in urban areas. *Journal of Hydrology* 382, 88-102.

Cea, L., Garrido, M., Puertas, J., Jácome, A., Del Río, H., Suárez, J. (2010). Overland flow computations in urban and industrial catchments from direct precipitation data using a two-dimensional shallow water model. *Water Science and Technology* 62(9), 1998-2008.

Cea, L., Vázquez-Cendón, M.E. (2012). Unstructured finite volume discretisation of bed friction and convective flux in solute transport models linked to the shallow water equations. *Journal of Computational Physics*, 231, 3317-3339.

Cea, L., French, J.R., (2012). Bathymetric error estimation for the calibration and validation of estuarine hydrodynamic models. *Estuarine, Coastal and Shelf Science*, 100, 124-132

Cea, L., Blade, E. (2015). A simple and efficient unstructured finite volume scheme for solving the shallow water equations in overland flow applications, *Water Resources Research* 51, 5464-5486

Chaubey, I., Haan, C.T., Grunwald, S., Salisbury, J.M. (1999). Uncertainty in the model parameters due to spatial variability of rainfall. *Journal of Hydrology* 220(1-2), 48-61.

Chen, A.S., Leandro, J., Djordjevic, S. (2016). Modelling sewer discharge via displacement of manhole covers during flood events using 1D/2D SIPSON/P-DWave dual drainage simulations, *Urban Water Journal*, doi:10.1080/1573062X.2015.1041991.

Chow, V. T., Ben-Zvi, A. (1973). The Illinois Hydrodynamic Watershed Model III (IHW Model II). University of Illinois at Urbana-Champaign, Civil Engineering Studies, Hydraulic Engineering Series No. 26, 47 p.

Chow, V.T., 1959, Open-Channel Hydraulics, McGraw-Hall International Editions, New York.

Chow, V.T., Maidment, D.R., Mays, L.W. (1988). Applied Hydrology. McGrawHill.

Clarke, R.T. (1973). A review of some mathematical models used in hydrology, with observations on their calibration and use. *Journal of Hydrology* 19(1), 1-20.

Cobby, D.M., Mason, D.C., Horrit, M.S., Bates, P.D. (2003). Two-dimensional hydraulic flood modelling using a finite-element mesh decomposed according to vegetation and topography features derived from airborne scanning laser altimetry. *Hydrological Processes* 17, 1979-2000.

Confederación Hidrográfica del Norte, Plan Hidrológico Norte I, 1998

Costabile, P., Costanzo, C., Macchione, F. (2012). Comparative analysis of overland flow models using finite volume schemes, *J. Hydroinf.* 14(1), 122.

Cunge, J.A. (1969). On the subject of a flood propagation method (Muskingum method), *J. Hydraul. Res.* 7(2), 205-230.

De Schepper, G., Therrien, R., Refsgaard, J.C., Hansen, A.L. (2015). Simulating coupled surface and subsurface water flow in a tile-drained agricultural catchment, *Journal of Hydrology* 521, 374-388.

Delestre, O., Cordier, S., Darboux, F., James F. (2012). A limitation of the hydrostatic reconstruction technique for Shallow Water equations, *C. R. Math.* 350(13-14), 677-681.

Djordjevic, S., Prodanovic, D., Ivetic, M., Savic, D. (2005). SIPSON simulation of interaction between pipe flow and surface overland flow in networks. *Water science and technology*, 52(5), 275-283

Dodov, B., Foufoula-Georgiou, E. (2004). Generalized hydraulic geometry: Insights based on fluvial instability analysis and a physical model, *Water Resources Research* 40, W12201.

Dooge, J. C. I. (1959). Un bilan hydrologique au XVIIe Siele (A water balance from the 17th century). *La Houille Blanche*, November 1959, 799-807.

Dunne, Thomas; Leopold, Luna B. (1978). *Water in Environmental Planning*. Published by W. H. Freeman. ISBN 10: 0716700794 ISBN 13: 9780716700791.

Eckhardt K, Fohrer N, Frede HG (2005). Automatic model calibration. *Hydrological Processes* 19, 651-658.

Fatichi, S., Vivoni, E.R., Ogden, F.L., Ivanov V.Y., Mirus, B., Gochis, D., Downer, C.W., Camporese, M., Davison, J.H., Ebel, B., Jones, N., Kim, J., Mascaro, G., Niswonger, R., Restrepo, P., Rigon, R., Shen, C., Sulis, M., Tarboton, D. (2016). An overview of current applications, challenges, and future trends in distributed process-based models in hydrology, *Journal of Hydrology* 537, 45.

Feyen, L., Vrugt, J.A., Nuallain, B.O., Van der Knijff, J., De Roo, A. (2007). Parameter optimisation and uncertainty assessment for large- scale streamflow simulation with the LISFLOOD model, *Journal of Hydrology* 332, 276- 289.

Fraga, I., Cea, L., Puertas, J. (2013). Experimental study of the water depth and rainfall intensity effects on the bed roughness coefficient used in distributed urban drainage models. *Journal of Hydrology* 505, 266-275.

Fraga, I., Cea, L., Puertas, J. (2016). Validation of a 1D-2D dual drainage model under unsteady part-full and surcharged sewer conditions. *Urban Water Journal* 14, 74-84.

Francou, J., Rodier, J. (1967). Essai de classification des crues maximales observées dans le monde. Cah. ORSTOM, 3, 19-46.

Freer, J., Beven, K., Ambroise, B. (1996). Bayesian estimation of uncertainty in runoff prediction and the value of data: An application of the GLUE approach, *Water Resources Research* 32(7), 2161-2173.

Gómez, M., Russo, B. (2009) Criterios de riesgo asociados a escorrentía urbana. Jornadas de Ingeniería del Agua, p1-10.

Gómez, M., Russo, B. (2011). Methodology to estimate hydraulic efficiency of drain inlets. Proceedings of the ICE - *Water Management. Institution of Civil Engineers*, 164(1), 1-10.

Goodrich, D.C., Unkrich, C.L., Keefer, T.O., Nichols, M. H., Stone, J.J., Levick, L.R., Scott, R. L. (2008). Event to multidecadal persistence in rainfall and runoff in southeast Arizona, *Water Resources Research* 44(05).

Goodrich, D.C., Canfield, H.E., Burns, I.S., Semmens, D.J., Hernandez, M., Levick, L.R., Guertin, D.P., Kepner W. (2005). Rapid post-fire hydrologic watershed assessment using the AGWA GIS-based hydrologic

modeling tool, paper presented at Watershed Management Conference, Am. Soc. of Civ. Eng., Williamsburg, Va., 19 - 22 Jul.

Goodrich, D. C., Schmugge, T.J., Jackson, T.J., Unkrich, C.L., Keefer, T.O., Parry, R., Bach, L.B., Amer, S.A. (1994). Runoff simulation sensitivity to remotely sensed initial soil water content, *Water Resources Research* 30(5), 1393-1405.

Goodrich, D.C., Faurès, J.M., Woolhiser, D.A., Lane, L.J., Sorooshian, S. (1995). Measurement and analysis of small-scale convective storm rainfall variability. *Journal of Hydrology* 173, 283-308.

Goodrich, D.C., Lane, L.J., Woolhiser, D.A., Shillito, R., Miller, S.N., Syed, K.H. (1997). Linearity of basin response as a function of scale in a semi-arid ephemeral watershed. *Water Resources Research* 33(12), 2951-2965.

Green, W. H., Ampt, G. A. (1911). Studies on Soil Physics. *The Journal of Agricultural Science* 4(1).

Guinot, V., Soares-Frazao, S. (2006). Flux and source term discretization in two-dimensional shallow water models with porosity on unstructured grids. *Int. J. Numer. Methods. Fluids* 50(3), 309-345.

Hernandez, M., Miller, S.N., Goodrich, D.C., Goff, B.F., Kepner, W.G., Edmonds, C.M., Jones, K.B. (2000). Modeling runoff response to land-cover and rainfall spatial variability in semi- arid watersheds. *Environmental Monitoring and Assessment* 64, 285-298.

Hervouet, J.M., Van Haren, L. (1996). Recent advances in numerical methods for fluid flows. In: Anderson, M.G., Walling, D.E. & Bates, P.D. (eds), *Floodplain Processes* 183-214.

Hirsch, R.M. (1988). Statistical Methods and Sampling Design for Estimating Step Trends in Surface-Water Quality. *Water Resources Bulletin* 24(3), 493-503.

Horrit, M.S., Bates, P.D. (2000). Predicting floodplain inundation: raster-based modelling versus the finite-element approach. *Hydrological Processes* 15, 825-842.

Horton, R.E. (1933). The role of infiltration in the hydrologic cycle. *Transactions, American Geophysical Union* 14, 446-460.

Horton, R.E. (1939). Analysis of runoff-plat experiments with varying infiltration capacity. *Transactions, American Geophysical Union* 20, 693-711.

Hosking, J.R. (1986). The theory of probability weighted moments, Research report RC12210, IBM Research Division, York-town Heights, Nueva York.

Houser, P.R., Shuttleworth, W.J., Famiglietti, J.S., Gupta, H.V., Syed, K.H., Goodrich, D.C. (1998). Integration of soil moisture remote sensing and hydrologic modeling using data assimilation, *Water Resources Research* 34, 3405-3420.

Howes, D.A., Abrahams, A.D., Pitman, E.B. (2006). One- and two-dimensional modelling of overland flow in semiarid shrubland, Jornada basin, *New Mexico. Hydrological Processes* 20, 1027-1046

Howes, D.A., Abrahams, A.D., Pitman, E.B. (2006). One- and two-dimensional modelling of overland Flow in semiarid shrubland, Jordana basin, *New Mexico. Hydrological Processes* 20, 1027-1046.

Hromadka II, T.V., Durbin, T.J., DeVries, J.J. (1985). Computer Methods in Water Resources, Lighthouse Publications.

Hromadka, T. V., Whitley, R. J. (1994). The rational method for peak flow rate estimation. *Journal of the American Water Resources Association* 30, 1001-1009.

Hunter, N. M., P. D. Bates, M. S. Horritt, and M. D. Wilson (2007). Simple spatially-distributed models for predicting flood inundation: A review. *Geomorphology* 90, 208-225.

Iwagaki, Y. (1955). Fundamental studies on runoff analysis by characteristics. *Bull. 10*, 1-25, Disaster Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., Kyoto, Japan

Keefer, T. O., Moran M. S., Paige G. B. (2008). Long-term meteorological and soil hydrology database, Walnut Gulch Experimental Watershed, Arizona, United Sats. *Water Resources Research* 44(5).

Keppel, R. V., Renard, K. G. (1962). Transmission Losses in Ephemeral. *Journal of the Hydraulics Division, Proc. ASCE* 88(HY -3), 59 -68.

Kincaid, D. R., H. B. Osborn, and J. L. Gardner (1966), Use of unit-source watersheds for hydrologic investigations in the semiarid Southwest. *Water Resources Research* 2, 381- 392.

Kivva, S.L., Zheleznyak, M.J. (2005). Two-dimensional modeling of rainfall runoff and sediment transport in small catchments areas. *International Journal of Fluid Mechanics Research* 32(6), 703-716

Koren, V., Schaake, J., Mitchell, K., Duan, Q.Y., Chen, F., Baker, J.M. (1999), A parameterization of snowpack and frozen ground intended for NCEP weather and climate models, *Journal of Geophysical Research* 104(D16), 19569-19585.

Kostiakov, A. N. (1932). On the Dynamics of the Confinement of Water Percolation in Soils and on the Necessity of Studying it from a Dynamic Point of View for Purpose of Amelioration. *Society of soil science* 14, 17 - 21

Kustas, W.P., and D.C. Goodrich, Preface to the special section on Monsoon 90, *Water Resources Research* 30(5), 1211-1225, 199

Lane, L.J. (1982). Distributed Model for Small Semiarid Watersheds. *Journal of the Hydraulics Division* 108(10), 1114-1131.

Lane, L.J. (1983). Transmission losses, in: National Engineering Handbook Section NEH-4: Hydrology, chap. 19, edited by: Soil Conserv. Serv., US Dep. of Agric., Washington, D.C., 1-21.

Lane, S. N., Hardy, R.J. (2002). Porous rivers: A new way of conceptualising and modelling river floodplain flows?, in Transport

Phenomena in Porous Media, edited by D. B. Ingham and I. Pop, 425-449, Pergamon, Danvers, Mass.

Lekkas DF, Onof C, 2005, Improved flow forecasting using artificial neural networks, 9th International Conference on Environmental Science and Technology, Publisher: UNIV AEGEAN, Pages: A877-A884, ISSN: 1106-5516

Lopes, V. L., Canfield, H. E. (2004), Effects of watershed representation on runoff and sediment yield modeling. *Journal of the American Water Resources Association* 40, 311-319.

Lopes, V. L. (1996). On the effect of uncertainty in spatial distribution of rainfall on catchment modeling. *Catena*, 28, 107-119.

Lopes, P., Leandro, J., Carvalho, R.F., Páscoa, P., Martins, R. (2015). Numerical and experimental investigation of a gully under surcharge conditions. *Urban Water Journal*, 12(6), 468–476.

Marks, K., Bates, PD (2000). Integration of high resolution topographic data with floodplain flow models. *Hydrological Processes* 14, 2109-2122

Ministerio de Fomento (2001). *Máximas Lluvias diarias en la España Peninsular*. Dirección General de Carreteras, Madrid

Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo (1990). *Instrucción 5.2-IC: Drenaje Superficial*. Dirección General de Carreteras, Madrid.

Naden, P. S. (1992) Spatial variability in flood estimation for large catchments: the exploitation of channel network structure. *Hydrological Sciences Journal* 37, 53-71

Nanía, L.S., Gómez-Valentín, M. (2004). *Ingeniería Hidrológica*. Grupo Editorial Universitario.

Nicòtina, L., Rinaldo, A., Marani, M. (2007). Rainfall Spatial Variability and geomorphic hidrologic response, *IAHR proceedings*, Venice.

Nicòtina, L., Alessi Celegon, E., Rinaldo, A., Marani, M. (2008). On the impact of rainfall patterns on the hydrologic response. *Water Resources Research* 44(12).

Nord, G., Esteves, M. (2007). Evaluation of sediment transport formulae and detachment parameters in eroding rills using PSEM_2D and the Water Erosion Prediction Project (WEPP) database, *Water Resources Research* 43(8).

Obled, C., Wendling, J., Beven, K. (1994). The sensitivity of hydrological models to spatial rainfall patterns: an evaluation using observed data. *Journal of Hydrology* 159(1), 305-333.

Ogden, F. L., Julien, P.Y. (1994). Runoff model sensitivity to radar-rainfall resolution. *Journal of Hydrology* 158, 1-18.

Onof C, Townend J, Kee R, 2005, Comparison of two hourly to 5-min rainfall disaggregators, *Atmospheric Research* 77, 176-187, ISSN: 0169-8095

Osborn, H. B., and E. M. Laursen (1973), Thunderstorm runoff in southeastern Arizona, *Journal of Hydrology Division* 99, 1129-1145.

Osborn, H. B., and L. Lane (1969), Precipitation-runoff relations for very small semiarid rangeland watersheds, *Water Resources Research* 5(2), 419-425.

Parsons, A. J., R. E. Brazier, J. Wainwright, and D.M. Powell (2006), Scale relationships in hillslope runoff and erosion, *Earth Surf. Processes Landforms* 31, 1384-1393

Pelletier, P. M. (1988). Uncertainties in the single determination of river discharge: A literature review, *Can. J. Civ. Eng.* 15, 834- 850.

Philip, J. R. (1969). Hydrostatics and hydrodynamics in swelling soils, *Water Resources Research* 5(5), 1070-1077.

Philip, J. R., and D. A. De Vries (1957). Moisture movement in porous materials under temperature gradients, *Eos Trans. AGU*, 38(2), 222-232.

Rawls, W. J., and Brakensiek, D. L. (1982). Estimating Soil Water Retention from Soil Properties. *Journal of Irrigation and Drainage, ASCE*, 108(2), 166-171.

Referenciar mejor Gomez 2005. Revisar los papers guardados en la carpeta Marta

Refsgaard JC, Knudsen J. (1996). Operational validation and intercomparison of different types of hydrological models. *Water Resources Res* 32(7), 2189-202

Refsgaard, J.C., Storm, B. (1995) MIKE SHE, in V.P. Singh (Ed), Computer Models of Watershed Hydrology, *Water Resources Publications*, 809-846.

Refsgaard, J.C., Thorsen, M., Jensen, J.B., Kleeschulte, S. and Hansen, S. (1999) Large scale modeling of groundwater contamination from nitrate leaching. *Journal of Hydrology* 221, 117-140

Renard, B., Lang, M., Bois, P., Dupeyrat, A., Mestre, O., Niel, H., Sauquet, E., Prudhomme, C., Parey, S., Paquet, E., Neppel, L., Gailhard, J. (2008). Regional methods for trend detection: assessing, field significance and regional consistency, *Water Resources Research* 44(8).

Renard, K. G., Lane, L.J., Simanton, J.R., Emmerich, W.E., Stone, J.J., Wertz, M.A., Goodrich, D.C., Yakowitz D.S. (1993). Agricultural impacts in an arid environment: Walnut Gulch case study, *Hydrol. Sci. Technol.* 9, 145-190.

Richards, L.A. (1931). Capillary conduction of liquids through porous mediums. *Physics*. 1(5): 318-333.

Rodriguez, F., Andrieu, H., Creutin, J.D. (2003). Surface runoff in urban catchments: Morphological identification of unit hydrographs from urban databanks, *Journal of Hydrology* 283, 146-168

Roe, E. M. (1986), The Ceiling as Base: National Budgeting in Kenya. *Public Budgeting & Finance* 6, 87-103.

Russo, B., Gómez, M., Tellez, J.D. (2013). Methodology to estimate the hydraulic efficiency of nontested continuous transverse grates. *Journal of irrigation and drainage engineering* 139(10), 864-871.

Schubert, J. E., Sanders, B. F., Smith, M. J., and Wright, N. G. (2008). Unstructured mesh generation and landcover-based resistance for

hydrodynamic modeling of urban flooding, *Adv. Water Resour.* 31, 1603-1621.

Second M-L. 2006. Stochastic Modelling of Space-time Rainfall and the Significance of Spatial Data for Flood Runoff Generation. Imperial College London: London; 222.

Şen Z (2004) Hydrograph Methods, Arid Regions, Saudi Geological Fig. 7 Comparison between observed and 50- and 100-year PMF Survey (SGS), Technical Report.

Shah, S., O'Connell, P., Hosking J. (1996). Modelling the effects of spatial variability in rainfall on catchment response. 1. Formulation and calibration of a stochastic rainfall field model, *Journal of Hydrology* 175(1-4), 67-88.

Singh, V.P. (1995). Hydrologic Systems II. Watershed Modeling. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey.

Smith, L.C. (2002). Runoff (Iskut (Coast) Canada). Personal communication.

Smith, M. B., Seo, D.J., Koren, V.I., Reed, S.M., Zhang, Z., Duan, Q., Moreda, F., Cong, S. (2004). The distributed model intercomparison project (DMIP): Motivation and experiment design, *Journal of Hydrology* 298(1-4), 4- 26

Smith, R. E., and J.-Y. Parlange (1978), A parameter-efficient hydrologic infiltration model, *Water Resources Research* 14(3), 533-538.

Soares-Frazão, S., Lhomme, J., Guinot, V., Zech, Y. (2008). Two-dimensional shallow-water model with porosity for urban flood modeling, *Journal of Hydraulic Research* 46(1), 45-64.

Spaliviero, F., Way, R.W.P., (1998). Spacing of road gullies. Hydraulic performance of BS EN 124 gully gratings. HR Wallingford, United Kingdom.

Syed, K.H., Goodrich, D.C., Myers, D.E., Sorooshian, S. (2003). Spatial characteristics of thunderstorm rainfall fields and their relation to runoff, *Journal of Hydrology* 271, 1-21.

Syme, W. (1991). Dynamically linked two dimensional / one dimensional hydrodynamic modelling program for rivers, estuaries, and coastal waters. M.Eng.Sc. Thesis, Dept. of Civil Engineering, The University of Queensland.

Tayfur, G., M.L. Kavvas, R.S. Govindaraju and D.E. Storm (1993). Applicability of St. Venant Equations for Two-Dimensional Overland Flows over Rough Infiltrating Surfaces, *Journal of Hydraulic Engineering*, 119(1), 51-63.

Témez, J.R. (1991): Extended and Improved Rational Method. Version of the Highways Administration of Spain. Proc. XXIV Congress. Madrid, Spain. Vol A., 33-40.

Toro, E.F. (2001). *Shock-capturing Methods for Free-Surface Shallow Flows*. Wiley, Chichester, West Sussex PO19 1UD, England

Werner, A.T., Schnorbus, M. A., Shrestha, R. R., Eckstrand, H. D. (2013). Spatial and Temporal Change in the Hydro-Climatology of the Canadian Portion of the Columbia River Basin under Multiple Emissions Scenarios, *Atmos. Ocean*, 51, 357-379.

Wheater, H.S., Jakeman, A., Beven, K., (1993). Progress and directions in rainfall-runoff modelling, Chapter 5 in *Modelling change in environmental systems*, A.J. Jakeman, M.B. Beck, M.J. McAleer (Eds.), Wiley, Chichester, UK.

Wilson, C.B., Valdes, J.B., Rodriguez-Iturbe, I. (1979). On the influence of the spatial distribution of rainfall on storm runoff. *Water Research Resources*, 15(2), 321-328

Wilson, R.J., Gutiérrez, D., Gutiérrez, J., Martínez, D., Agudo, R., Monserrat, V. J. (2005). Changes to the elevational limits and extent of species ranges associated with climate change. *Ecology Letters* 8, 1138-1146.

Woods, R., Sivapalan, M. (1999). A synthesis of space-time variability in storm response: Rainfall, runoff generation, and routing, *Water Resources Research* 35, 2469- 2485.

Woolhiser, D. A., and J. A. Liggett (1967). Unsteady, one-dimensional flow over a plane—The rising hydrograph, *Water Resources Research* 3(3), 753-771.

Yan, M., Kahawita, R. (2000). Modelling the fate of pollutant in overland flow. *Water Resources* 34 (13), 3335-3344

Yan, M., Kahawita, R. (2007). Simulating the evolution of non-point source pollutants in a shallow water environment. *Chemosphere* 67, 879-885

Zanobetti D., Lorg  r   H., Preissmann A., Cunge J.A. (1968). Le mod  le math  matique du Delta du M  kong (Mathematical model of Mekong Delta). *La Houille Blanche*, 23(1, 4 and 5)

Zhang and Cundy (1989). Modeling of two-dimensional overland flow. *Water Resources Research* 25(9), 2019-2035

Zienkiewicz, O.C. and Cheung, Y.K. (1965) Finite Elements in the Solution of Field Problems. *The Engineer*, 507-510.

Apéndice 1

En este apéndice se presentan tres artículos publicados en los que se publica gran parte del trabajo desarrollado esta tesis. El listado de publicaciones es el siguiente:

1. Publicación I

Cea, L., Garrido, M., Puertas, J. (2010). Experimental validation of two-dimensional depth averaged models for forecasting rainfall-runoff from precipitation data in urban areas. *Journal of Hydrology*, 382, 88-102

2. Publicación II

Cea, L., Garrido, M., Puertas, J., A. Jácome, H. Del Río, J. Suárez (2010). Overland flow computations in urban and industrial catchments from direct precipitation data using a two-dimensional shallow water model. *Water Science and Technology*.

3. Publicación III

Garrido, M., Cea, L., Puertas, J., Vázquez-Cendón, M.E. (2012) Porosity approach, resolved approach and Manning coefficient approach. Comparison and experimental validation. *Numerical Methods for Hyperbolic Equations*. CRC Press 2012. Pages 127–131. Print ISBN: 978-0-415-62150-2 eBook ISBN: 978-0-203-56233-8



Experimental validation of two-dimensional depth-averaged models for forecasting rainfall–runoff from precipitation data in urban areas

L. Cea *, M. Garrido, J. Puertas

Environmental and Water Engineering Group (GEAMA), Civil Engineering School, University of A Coruña, Spain

ARTICLE INFO

Article history:

Received 8 May 2009

Received in revised form 21 August 2009

Accepted 12 December 2009

This manuscript was handled by K. Georgakakos, Editor-in-Chief, with the assistance of Ehab A. Meselhe, Associate Editor

Keywords:

Rainfall–runoff forecasting

Flood inundation

2D Shallow water equations

Finite volume method

Rainfall simulator

Experimental validation

SUMMARY

This paper presents an experimental validation of two widely used numerical models in urban flood inundation studies, the two-dimensional dynamic and diffusive wave models. Instead of using the common approach in flood inundation modelling, which consists of computing the water depth and velocity fields for a given water discharge, in this study the rainfall intensity is imposed directly in the model, the surface runoff being generated automatically. Both the dynamic and diffusive wave models are implemented in the same unstructured finite volume code, removing in such a way any differences in the numerical discretisation other than the wave approximation used to compute the water velocity. Two different methods for representing buildings are used and compared, the so-called building-block and building-hole approaches. Experimental validation of the models is presented in several simplified laboratory configurations of urban catchments, in which the surface runoff has been measured for different hyetographs. For this purpose, 72 experiments were undertaken in a rainfall simulator, including eight catchment configurations and nine hyetographs. Numerical results show that the dynamic wave model is able to predict the peak discharge and its arrival time, as well as the shape of the outlet hydrograph, while the diffusive wave model gives less accurate results. The experimental validation confirms that, when the geometry of the problem is well defined, depth-averaged dynamic wave models may be used to predict rainfall–runoff from direct precipitation data in urban environments.

© 2009 Elsevier B.V. All rights reserved.

Introduction

Numerical computations of flood inundation in urban environments with two-dimensional models have become increasingly popular in the last few years. Models of different complexity have been proposed and tested in river and urban inundation computations (Hunter et al., 2007). The most commonly used inundation models are depth-averaged shallow water models based on either the dynamic or the diffusive wave approximations. Dynamic wave models account for more physical processes than diffusive wave models, the main difference between them being the approximation made in the momentum conservation equations in order to compute the water velocity. From the studies available at the present time, dynamic wave models seem to be the most appropriate to model the complexity of urban environments (Hunter et al., 2008). More sophisticated models would imply three-dimensional non-hydrostatic modelling. At the present time, a 3D model of an urban environment is not feasible in practical applications for several reasons, among which are the computational cost and the field

data needed to build a detailed 3D model of an urban region which resolves the small-scale 3D patterns of the flow.

The dynamic wave approximation assumes a hydrostatic pressure distribution and a homogeneous velocity profile over the water depth (Rodi, 1980), two approximations which are well-justified in cases in which the water depth is much smaller than the horizontal extension of the flow, as is the case in inundation modelling. The horizontal turbulent stresses can be included in the dynamic wave equations, although they are often neglected, especially in inundation studies. In these cases the effects of turbulence are only implicitly included in the model via the turbulent bed friction stress. This is justified because the magnitude of the horizontal turbulent stresses in these applications is usually much smaller than inertia and gravity forces (Cea et al., 2006). Two-dimensional dynamic wave models have been traditionally applied in river and coastal environments (Bates et al., 2003; Cea et al., 2006; Horrit and Bates, 2001), and more recently to model flood inundation in urban areas (Mignot et al., 2006). In addition to the dynamic wave approximation, diffusive wave models neglect the water inertia, assuming that the only forces involved in driving the water flow are gravity and bed friction. These forces are assumed to be in perfect balance at every moment during the simulation. The diffusive wave approximation simplifies therefore the computation of the water velocity, and the equations of the model

* Corresponding author. Address: E.T.S. Ingenieros de Caminos Canales y Puertos, Universidad de A Coruña, 15071 A Coruña, Spain. Tel.: +34 981167000x1492.
E-mail address: lcea@udc.es (L. Cea).

are much simpler to solve than the dynamic wave equations. However, when the topography of the problem studied is complex, it is not straightforward to estimate *a priori* the magnitude of the errors introduced by neglecting water inertia. Some efforts in this direction have been recently made by Hunter et al. (2008), who compared the results given by several numerical models in an urban flood computation, by Horrit and Bates (2001), comparing a raster-based finite volume model versus a finite element model for floodplain inundation studies, and by Bates and Roo (2000), who proposed a structured raster-based solver for the diffusive wave approximation. Recent studies have shown that diffusive wave models underpredict urban flood inundation compared to dynamic wave models, due to the fact of neglecting inertia terms (Schubert et al., 2008). Another disadvantage of diffusive wave models is that, although the numerical algorithm is simpler, their computational cost might be greater than that of dynamic wave models, due to numerical stability restrictions. This is specially true in fine meshes, where dynamic wave models are more stable and run faster than diffusive wave models (Hunter et al., 2008).

Regardless of the numerical model used to compute the flow field, the most common procedure followed in inundation studies is to impose as upstream boundary condition a discharge hydrograph, which must be computed previously with a hydrologic model. This procedure is acceptable when the discharge hydrograph is generated mostly upstream from the area of study and therefore, there are no significant changes in the water discharge over the region of interest. However, in certain cases the contributions due to direct precipitation, which is spatially distributed over the whole spatial domain, are not negligible. In these cases the discharge hydrograph cannot be imposed as an upstream boundary condition anymore. Instead, precipitation data should be imposed directly in the hydrodynamic model. With this consideration in mind, in this work the transformation of rainfall into surface-runoff is directly computed by the hydrodynamic model, after imposing a spatially distributed precipitation intensity in the whole basin. A similar approach applied to small rural catchments has been used by Howes et al. (2006), who modelled the overland flow generated by a storm in a small semiarid watershed using a model based on the kinematic wave approximation, and by Kivva and Zheleznyak (2005), who modelled the rainfall-runoff in a small watershed using a finite-difference shallow water model. Experimental validation with laboratory data of 2D numerical models which compute rainfall-runoff transformation from direct precipitation data is scarce. In fact, there is a well-recognised lack of experimental data to validate and compare the performance of flood inundation models, most studies of urban flooding being devoted to model sensitivity analysis (Hunter et al., 2007). The experimental results presented in this paper will contribute to improve this situation. Mention should be made here of the work of Morgali and Linsley (1965), who computed the overland flow generated by rainfall in a laboratory flume using a finite difference one-dimensional shallow water model. In the same direction, Zhang and Cundy (1989) used a finite-difference shallow water model in order to simulate the one-dimensional rainfall experiments performed by Iwagaki (1955) in a three-slope laboratory flume. None of the previous experimental validations considered two-dimensional urban configurations, and no comparison was made between diffusive and dynamic wave models.

Some of the main numerical difficulties of applying two-dimensional depth-averaged models to rainfall-runoff forecasting are the presence of highly unsteady wet-dry fronts, the extremely small water depths, and the high bed friction stresses which must be computed. Any of these issues may cause numerical instabilities and inaccuracy in the results if the numerical scheme used to solve the equations of the model is not robust and accurate. Another desirable property of the numerical scheme is the conservation

of mass, which means that no water is lost or gained during the computation due to approximations in the numerical scheme. Although this might seem obvious, not all the schemes guarantee the mass conservation property, especially in the presence of unsteady wet-dry fronts with very small water depths, as is the case of surface runoff. In addition to being conservative, finite volume schemes have proved to be very robust and accurate for modelling shallow flows with wet-dry fronts, and are therefore especially appropriate for the simulation of rainfall-runoff.

The main goal of this study is to analyse the accuracy and numerical efficiency (defined in terms of computational cost and numerical stability) of two-dimensional dynamic and diffusive wave models in order to compute rainfall-runoff directly from precipitation data in well-defined urban geometries, and to determine which model parameters are most relevant in this kind of computations. Two different methods for representing buildings are used and compared, the so-called building-block and building-hole approaches. In order to validate the numerical models, an experimental campaign was undertaken in a laboratory rainfall simulator. In all, 72 experiments were undertaken, including eight different simplified urban geometries and nine different hyetographs. For each case, the generated hydrograph was measured and compared with the numerical predictions. The numerical model used for this purpose has been validated in previous studies in the computation of flood inundations and shallow water flow in rivers and estuaries (Cea et al., 2006, 2007). However, it had never been used to compute rainfall-runoff transformation, a rather uncommon application for two-dimensional shallow water models. In the case of the dynamic wave model, the sensitivity of the solution to bed roughness and turbulence modelling, as well as to the spatial accuracy of the numerical scheme, is analysed. Both the dynamic and diffusive wave models are implemented in the same unstructured finite volume code, removing in such a way any differences in the numerical discretisation other than the wave approximation used to compute the water velocity. The results presented here will contribute to the understanding of the limitations and applicability of dynamic and diffusive wave models for rainfall-runoff forecasting in urban environments, and to increase the small amount of model validation data available at the present time for this kind of application.

Diffusive and dynamic wave models

The depth-averaged dynamic wave equations

Using Boussinesq assumption to compute the horizontal turbulent stresses (Rodi, 1980), the dynamic wave equations can be written in conservative form as:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = R \quad (1)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial q_x}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{q_x^2}{h} + \frac{gh^2}{2} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{q_x q_y}{h} \right) \\ = RV_x - gh \frac{\partial z_b}{\partial x} - \frac{\tau_{bx}}{\rho} + \frac{\partial}{\partial x} \left(v_e h \frac{\partial U_x}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(v_e h \frac{\partial U_x}{\partial y} \right) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial q_y}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{q_x q_y}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{q_y^2}{h} + \frac{gh^2}{2} \right) \\ = RV_y - gh \frac{\partial z_b}{\partial y} - \frac{\tau_{by}}{\rho} + \frac{\partial}{\partial x} \left(v_e h \frac{\partial U_y}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(v_e h \frac{\partial U_y}{\partial y} \right) \end{aligned}$$

where z_b is the bed elevation, R is the rainfall rate, (V_x, V_y) are the two horizontal components of the rain velocity, (U_x, U_y) are the two horizontal components of the depth-averaged velocity, h is

the water depth, (q_x, q_y) are the two components of the unit discharge, $(\tau_{b,x}, \tau_{b,y})$ are the two horizontal components of the bed friction stress, ρ is the water density, g is the gravity acceleration, $\nu_e = \nu + \nu_t$ is the effective viscosity, and ν_t is the eddy viscosity, which must be computed with a turbulence model. In the present work the bed friction stress has been computed with Manning's formula, which has proved to give satisfactory results in the computation of overland flow (Morgali and Linsley, 1965):

$$\frac{\tau_{b,x}}{\rho} = gh \frac{n^2 |U| U_x}{h^{4/3}} \quad \frac{\tau_{b,y}}{\rho} = gh \frac{n^2 |U| U_y}{h^{4/3}} \quad (2)$$

being $|U|$ the modulus of the depth-averaged horizontal velocity and n the Manning's coefficient.

The eddy viscosity ν_t must be computed with a depth-averaged turbulence model. Some well-known turbulence models for the shallow water equations are, in increasing order of complexity, the parabolic model, the mixing length model and the $k-\varepsilon$ model. In overland flows the water depth is extremely small and turbulence is mainly produced by bed friction. In that case, the three turbulence models mentioned above give the same value for the eddy viscosity (Cea et al., 2007). Hence, for computational efficiency and stability reasons, it is more convenient to use a simple turbulence model like the parabolic or mixing length models, rather than a complex one like the $k-\varepsilon$ model. In the results presented in this paper, the eddy viscosity ν_t has been computed with a mixing length model. Computations have also been done neglecting the horizontal turbulent stresses, in order to check their significance in the results. The depth-averaged mixing length model used in this work computes the eddy viscosity at each point as:

$$\nu_t = (0.267\kappa h)^2 \sqrt{2 \left(\frac{\partial U_x}{\partial x} \right)^2 + 2 \left(\frac{\partial U_y}{\partial y} \right)^2 + \left(\frac{\partial U_x}{\partial y} + \frac{\partial U_y}{\partial x} \right)^2 + \left(2.34 \frac{u_f}{\kappa h} \right)^2} \quad (3)$$

where u_f is the bed friction velocity ($|\tau_b| = \rho u_f^2$), and $\kappa = 0.41$ is the von Karman's constant. In the case that the velocity gradients are negligible compared to bed friction, Eq. (3) simplifies to the parabolic eddy viscosity model, which is given by $\nu_t = 0.068 u_f h$.

The diffusive wave approximation

Diffusive wave models neglect all the forces in the momentum conservation equations except gravity and bed friction, assuming that these forces are in perfect balance at every time. With this approximation, and using Manning's formula to evaluate the bed friction, the momentum conservation equations simplify to:

$$\frac{\partial z_s}{\partial x} = -\frac{n^2 |U| U_x}{h^{4/3}} \quad \frac{\partial z_s}{\partial y} = -\frac{n^2 |U| U_y}{h^{4/3}} \quad (4)$$

where $z_s = z_b + h$ is the free surface elevation. Eq. (4) is used to compute the water velocity at each time step, and the water depth evolution is computed afterwards from the mass conservation equation (Eq. (1)). From Eq. (4), the modulus of the depth-averaged velocity can be computed as:

$$|U| = \sqrt{U_x^2 + U_y^2} = \frac{h^{2/3}}{n} \sqrt{I_m} \quad I_m = \sqrt{\left(\frac{\partial z_s}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial z_s}{\partial y} \right)^2} \quad (5)$$

The velocity U_n in the direction given by any unit normal vector \hat{n} is given by:

$$U_n = -\frac{h^{4/3}}{n^2 |U|} I_m = -\frac{h^{2/3}}{n} \frac{I_n}{\sqrt{I_m}} \quad I_n = \frac{\partial z_s}{\partial x} \hat{n}_x + \frac{\partial z_s}{\partial y} \hat{n}_y \quad (6)$$

Numerical solvers

The two models presented in Section "Diffusive and dynamic wave models" are solved with an unstructured finite volume solver. The convective terms in the dynamic wave equations are discretized with an upwind high-order Godunov type scheme based on Roe's approximate Riemman solver (Roe, 1986; Toro, 2001). Godunov schemes are commonly used in shallow water models (Cea et al., 2007; Guinot and Soares-Fraza, 2006; Sleigh et al., 1998; Valiani et al., 2002), since they can deal efficiently with the development of shock waves, providing accurate and stable results (LeVeque, 2002; Toro, 2001). This is especially important in rapidly varying flow applications, where regions of subcritical and supercritical flow coexist. The diffusive wave equations are discretized with a centred scheme. In both models the spatial domain is discretized in cell-centred control volumes which can have any shape, although all the applications presented in this paper have been meshed with triangles and quadrilaterals. We should remark that the same code is used to solve the dynamic and the diffusive wave equations, the equation used to compute the discharge through the control volume faces being the only difference among the two solvers. The rest of the method (mesh generation, spatial discretisation, time discretisation, interpolation from nodes to faces, etc.) is exactly the same for both models. This means that the differences in the results are only due to the approximation used (dynamic or diffusive wave), and not to other numerical implementation issues, as it would be the case if different codes were used for each model (Hunter et al., 2008).

Discretisation of the dynamic wave equations

The 2D dynamic wave equations can be written in vectorial form as:

$$\frac{\partial \mathbf{w}}{\partial t} + \frac{\partial \mathbf{F}_x}{\partial x} + \frac{\partial \mathbf{F}_y}{\partial y} = \mathbf{R} + \mathbf{S} + \mathbf{T} + \mathbf{D} \quad (7)$$

$$\mathbf{w} = \begin{pmatrix} h \\ q_x \\ q_y \end{pmatrix} \quad \mathbf{F}_x = \begin{pmatrix} q_x \\ \frac{q_x^2}{h} + \frac{gh^2}{2} \end{pmatrix} \quad \mathbf{F}_y = \begin{pmatrix} q_y \\ \frac{q_x q_y}{h} \\ \frac{q_y^2}{h} + \frac{gh^2}{2} \end{pmatrix} \quad \mathbf{R} = \begin{pmatrix} R \\ RV_x \\ RV_y \end{pmatrix}$$

$$\mathbf{S} = \begin{pmatrix} 0 \\ -gh \frac{\partial z_b}{\partial x} \\ -gh \frac{\partial z_b}{\partial y} \end{pmatrix} \quad \mathbf{T} = \begin{pmatrix} 0 \\ -\frac{\tau_{b,x}}{\rho} \\ -\frac{\tau_{b,y}}{\rho} \end{pmatrix} \quad \mathbf{D} = \begin{pmatrix} 0 \\ \frac{\partial}{\partial x} \left(\nu_t h \frac{\partial U_x}{\partial x} \right) \\ \frac{\partial}{\partial y} \left(\nu_t h \frac{\partial U_y}{\partial y} \right) \end{pmatrix}$$

where \mathbf{w} is the vector of unknown variables, \mathbf{R} accounts for the rainfall rate, \mathbf{S} for the bed slope source term, \mathbf{T} for the bed friction, and \mathbf{D} for the turbulent diffusion. A first order in time explicit finite volume discretisation of Eq. (7) reads:

$$\frac{\mathbf{w}_i^{n+1} - \mathbf{w}_i^n}{\Delta t} A_i + \sum_{j \in K_i} \int_{L_{ij}} \left(\mathbf{F}_x^n \hat{n}_x + \mathbf{F}_y^n \hat{n}_y \right) dL = \int_{C_i} \mathbf{H}^n dA \quad (8)$$

where the super-index n refers to time t^n , and $\mathbf{H}^n = \mathbf{R}^n + \mathbf{S}^n + \mathbf{T}^n + \mathbf{D}^n$. In Eq. (8) \mathbf{w}_i^n is the mean value of \mathbf{w} in the control volume C_i at time t^n , A_i is the area of the control volume C_i , L_{ij} is the common face to the volumes C_i and C_j , $\hat{n} = (\hat{n}_x, \hat{n}_y)$ is the unit normal vector to the control volume face L_{ij} , and K_i accounts for all the cells C_j which share any face with the cell C_i . Since the discretisation given by Eq. (8) is explicit in time, the maximum stable time step is limited by the CFL condition (LeVeque, 2002), which is implemented in the code as:

$$\Delta t = \min \left(\frac{d_i}{|U|_i + \sqrt{gh}_i} \right) \quad (9)$$

where $d_i = A_i/P_i$ is the ratio between the area A_i and the perimeter P_i of the control volume C_i . For stability reasons, the convective flux $\mathbf{F}_x, \mathbf{F}_y$, and the bed slope source term \mathbf{S} are discretized with an upwind scheme (Bermúdez and Vázquez-Cendón, 1994). The other terms in Eq. (7) ($\mathbf{R}, \mathbf{T}, \mathbf{D}$) are discretized with a centred scheme. See, for example, reference Cea et al. (2007) for a standard centred discretisation of these terms.

The numerical scheme used for the discretisation of the convective flux is based on the upwind scheme of Roe (1986), which can be written as:

$$\mathbf{F}_i = \sum_{j \in K_i} \int_{L_{ij}} (\mathbf{F}_x \tilde{n}_x + \mathbf{F}_y \tilde{n}_y) dL \approx \sum_{j \in K_i} \underbrace{\frac{\mathbf{Z}_i + \mathbf{Z}_j}{2}}_{\text{centred}} - \frac{1}{2} \underbrace{\sum_{m=1}^3 |\tilde{\lambda}_m| \alpha_m \tilde{\mathbf{e}}_m}_{\text{upwind}} \quad (10)$$

where $\mathbf{Z} = \mathbf{F}_x \tilde{n}_x + \mathbf{F}_y \tilde{n}_y$ is the normal flux to the cell face. In Eq. (10) the coefficients $\alpha_m, \tilde{\lambda}_m$, and the vectors $\tilde{\mathbf{e}}_m$ are given by:

$$\alpha_{1,3} = \frac{h_R - h_L}{2} \pm \frac{1}{2\tilde{c}} [(U_{x,R} h_R - U_{x,L} h_L) \tilde{n}_x + (U_{y,R} h_R - U_{y,L} h_L) \tilde{n}_y - (\tilde{U}_x \tilde{n}_x + \tilde{U}_y \tilde{n}_y)(h_R - h_L)] \quad (11)$$

$$\alpha_2 = \frac{1}{\tilde{c}} [(U_{y,R} h_R - U_{y,L} h_L - \tilde{U}_y (h_R - h_L)) \tilde{n}_x - (U_{x,R} h_R - U_{x,L} h_L - \tilde{U}_x (h_R - h_L)) \tilde{n}_y]$$

$$\tilde{\lambda}_1 = \tilde{\lambda}_2 + \tilde{c} \sqrt{n_x^2 + n_y^2} \quad \tilde{\lambda}_2 = n_x \tilde{U}_x + n_y \tilde{U}_y \quad \tilde{\lambda}_3 = \tilde{\lambda}_2 - \tilde{c} \sqrt{n_x^2 + n_y^2}$$

$$\tilde{\mathbf{e}}_1 = \begin{pmatrix} 1 \\ \tilde{U}_x + \tilde{c} \tilde{n}_x \\ \tilde{U}_y + \tilde{c} \tilde{n}_y \end{pmatrix} \quad \tilde{\mathbf{e}}_2 = \begin{pmatrix} 0 \\ -\tilde{c} \tilde{n}_y \\ \tilde{c} \tilde{n}_x \end{pmatrix} \quad \tilde{\mathbf{e}}_3 = \begin{pmatrix} 1 \\ \tilde{U}_x - \tilde{c} \tilde{n}_x \\ \tilde{U}_y - \tilde{c} \tilde{n}_y \end{pmatrix}$$

The coefficients $\tilde{\lambda}_m$ and vectors $\tilde{\mathbf{e}}_m$ are evaluated at the mean state of Roe (1986):

$$\tilde{h} = \sqrt{h_L h_R} \quad \tilde{c} = \sqrt{g \frac{h_L + h_R}{2}} \quad (12)$$

$$\tilde{U}_x = \frac{\sqrt{h_L} U_{x,L} + \sqrt{h_R} U_{x,R}}{\sqrt{h_L} + \sqrt{h_R}} \quad \tilde{U}_y = \frac{\sqrt{h_L} U_{y,L} + \sqrt{h_R} U_{y,R}}{\sqrt{h_L} + \sqrt{h_R}}$$

In Eq. (10) the subindices i, j refer to the average value of the variables at the control volumes C_i and C_j , while in Eqs. (11) and (12) the subindices L and R account respectively for the value of the variables at the left and right sides of the cell face between the control volumes C_i and C_j . In the first order version of the scheme the following relations are fulfilled: $\mathbf{w}_L = \mathbf{w}_i$ and $\mathbf{w}_R = \mathbf{w}_j$. In the high order extension of the scheme, the values $\mathbf{w}_L, \mathbf{w}_R$ are obtained after a linear reconstruction of the variables from the cell nodes to the cell faces, using a slope limiter to preserve monotonicity and to avoid unphysical oscillations in the solution (Toro, 1999). In this way, a distinction is made in the discretisation of the centred and upwind contributions of the numerical flux in Eq. (10). While the centred part is computed from the average value of the variables at each control volume, the upwind contribution is computed from the value of the variables at the left and right sides of the cell face. This is a difference between the classic implementation of Roe scheme and the implementation proposed here. The reason for doing so is that it guarantees a perfect balance of the equations under hydrostatic conditions without the need of using high order corrections in the definition of the bed slope source term (Cea and Vázquez-Cendón, Submitted for publication). In order to compute the extrapolated values of the variables at the control volume faces (\mathbf{w}_L and \mathbf{w}_R), in this work we have used a piecewise linear reconstruction based on Van Leer's monotonic upstream scheme for conservation laws (van Leer, 1973), also known as MUSCL approach, which leads to a non-oscillatory scheme of order greater than one

(Total Variation Diminishing scheme). The values of \mathbf{w} at each side of the cell face are computed as:

$$\mathbf{w}_L = \mathbf{w}_i + \frac{1}{2} \Delta_i^* \quad \mathbf{w}_R = \mathbf{w}_j + \frac{1}{2} \Delta_j^* \quad (13)$$

where Δ_i^*, Δ_j^* are the limited slopes at the nodes N_i and N_j (Toro, 2001), \mathbf{w}_i is the extrapolated value of \mathbf{w}_i to the cell face L_{ij} , and \mathbf{w}_R is the extrapolated value of \mathbf{w}_j to the cell face L_{ij} . In this work, the Minmod limiter (Toro, 2001) is used to evaluate the limited slopes as:

$$\Delta_i^* = \begin{cases} \max[0, \min(\nabla \mathbf{w}_i \mathbf{r}_{ij}, \Delta_{ij})] & \text{if } \Delta_{ij} > 0 \\ \min[0, \max(\nabla \mathbf{w}_i \mathbf{r}_{ij}, \Delta_{ij})] & \text{if } \Delta_{ij} < 0 \end{cases} \quad \text{with } \Delta_{ij} = \mathbf{w}_j - \mathbf{w}_i \quad (14)$$

with an analogous expression for Δ_j^* . In Eq. (14) \mathbf{r}_{ij} is the distance vector between the nodes N_i and N_j . The gradient $\nabla \mathbf{w}_i$ used to extrapolate the variables from the node N_i to the cell face L_{ij} is computed as:

$$\nabla \mathbf{w}_i^* = \frac{1}{2} \left(\begin{pmatrix} \frac{\partial w}{\partial x}|_i + \frac{\partial w}{\partial x}|_{ii} \\ \frac{\partial w}{\partial y}|_i + \frac{\partial w}{\partial y}|_{ii} \end{pmatrix} \right) \quad (15)$$

where the node N_{ii} is chosen among the neighbours of N_i in such a way that the angle between the vectors \mathbf{r}_{ij} and $\mathbf{r}_{i,ii}$ is closest to 180° . The spatial derivatives at the node N_i are computed as:

$$\frac{\partial w}{\partial x}|_i = \frac{1}{A_i} \int_{C_i} \frac{\partial w}{\partial x} dA \approx \frac{1}{A_i} \sum_{j \in K_i} w_{ij} n_{x,ij} \quad (16)$$

with an analogous expression for the derivative in the y -direction. In Eq. (16) the value w_{ij} is obtained from a linear interpolation of the variable at the nodes N_i and N_j .

In order to avoid unphysical oscillations of the solution when the bathymetry is irregular, the discretisation of the bed slope source term is based in the upwind scheme presented in Bermúdez et al. (1998) with some modifications in the implementation of the second order extension. The bed slope source term \mathbf{S} is discretized as:

$$\mathbf{S}_i = \sum_{j \in K_i} \tilde{\mathbf{S}}_{ij} \quad \tilde{\mathbf{S}}_{ij} = \sum_{m=1}^3 (\beta_m^C + \beta_m^U) \tilde{\mathbf{e}}_m \quad (17)$$

where the coefficients β_m^C, β_m^U account respectively for the centred and upwind contribution, and are given by:

$$\begin{aligned} \beta_1^C &= -\frac{1}{4} \tilde{c}_{ij} \Delta z_{ij} |\mathbf{n}_{ij}| & \beta_1^U &= \text{sgn}(\tilde{\lambda}_1) \frac{1}{4} \tilde{c}_{LR} \Delta z_{LR} |\mathbf{n}_{ij}| \\ \beta_2^C &= 0 & \beta_2^U &= 0 \\ \beta_3^C &= \frac{1}{4} \tilde{c}_{ij} \Delta z_{ij} |\mathbf{n}_{ij}| & \beta_3^U &= -\text{sgn}(\tilde{\lambda}_3) \frac{1}{4} \tilde{c}_{LR} \Delta z_{LR} |\mathbf{n}_{ij}| \end{aligned} \quad (18)$$

where $\Delta z_{ij} = z_{b,j} - z_{b,i}$ and $\Delta z_{LR} = z_{b,R} - z_{b,L}$ are the bed elevation difference across the cell face computed respectively from the average control volume values and from the face extrapolated values.

In order to model the wetting and drying of certain regions of the spatial domain, the control volumes are allowed to wet and dry during the simulation. A wet-dry tolerance parameter (ε_{wd}) is defined, such that if the water depth in a cell is lower than ε_{wd} the cell is considered to be dry. The water depth is never forced to be zero, in order to keep the mass conservation property of the scheme. Two conditions are imposed at the wet-dry fronts: (1) redefinition of the bed elevation and (2) reflection condition.

If the wet-dry front occurs between the cells C_i and C_j (assuming without loss of generality that the cell C_i is the wet one), the modified bed slope at the front ($\Delta z_{b,ij}$) is defined as:

$$\Delta z_{b,ij} = \begin{cases} h_i - h_j & \text{if } h_j \leq \varepsilon_{wd} \text{ and } h_i < z_{b,j} - z_{b,i} \\ z_{b,j} - z_{b,i} & \text{otherwise} \end{cases} \quad (19)$$

The treatment of the wet–dry fronts given by Eq. (19) gives the exact hydrostatic flow solution for any bed elevation without diffusing the front, and without generating any spurious oscillations of the free surface (Cea et al., 2007). The reflection condition sets to zero the normal unit discharge at the cell face where the wet–dry front occurs ($q_{n,ij}$):

$$q_{n,ij} = q_{x,ij}\tilde{n}_{x,ij} + q_{y,ij}\tilde{n}_{y,ij} = 0 \quad \text{if } h_i < z_{b,j} - z_{b,i} \quad (20)$$

It should be noticed that the unit discharge is not set to zero in the left cell C_i , but only at the face L_{ij} when computing the convective flux. A thorough description of the wetting and drying algorithm used in the solver, as well as its application to the modelling of unsteady wet–dry fronts over complex bathymetries, can be found in references Cea et al. (2006, 2007).

The bed friction source term \mathbf{T} is discretized with a centred semi-implicit scheme in order to avoid numerical instabilities in regions where the water depth tends to zero. In order to do so, the unit discharge at time t^{n+1} is computed as:

$$q_{x,i}^{n+1} = \frac{q_{x,i}^n + (\mathbf{S}_i^n + \mathbf{R}_i^n + \mathbf{D}_i^n - \mathbf{F}_i^n) \frac{\Delta t}{A_i}}{1 + \frac{g n^2 |U_i| \Delta t}{h_i^{4/3} A_i}} \quad (21)$$

with a similar expression for $q_{y,i}^{n+1}$.

Discretisation of the diffusive wave equations

The diffusive wave model solves the mass conservation equation, using the approximation given by Eq. (4) in order to compute the water velocity at the cell faces. A first order in time explicit finite volume discretisation of the mass conservation equation is given by:

$$\frac{h_i^{n+1} - h_i^n}{\Delta t} A_i + \sum_{j \in K_i} \int_{L_{ij}} q_{n,ij}^n dL = \int_{C_i} R^n dA \quad (22)$$

where $q_{n,ij}^n$ is the normal unit discharge flowing into the cell face L_{ij} . Using Eq. (6), the integral of the normal unit discharge in Eq. (22) is computed as:

$$\int_{L_{ij}} q_{n,ij} dL \approx h_{ij} U_{n,ij} L_{ij} = -\frac{h_{ij}^{5/3}}{n_{ij}} \frac{I_{n,ij}}{\sqrt{I_{m,ij}}} L_{ij} \quad (23)$$

In the so-called cellular approach (Hunter et al., 2005), the ratio $I_n/\sqrt{I_m}$ in Eq. (23) is approximated as $I_n/\sqrt{I_m} \approx \sqrt{(z_{s,j} - z_{s,i})/d_{ij}}$, d_{ij} being the projection over the vector $\tilde{\mathbf{n}}_{ij}$ of the distance between nodes N_i and N_j . This is an exact relation if the mesh is orthogonal, and it can be used as an approximate relation with an unstructured mesh. In order to improve the accuracy of the scheme when using unstructured meshes, in this work the terms I_n and I_m are computed from Eqs. (5) and (6), evaluating the free surface gradient as:

$$\left. \frac{\partial z_s}{\partial x} \right|_i = \frac{1}{A_i} \int_{C_i} \frac{\partial z_s}{\partial x} dA \approx \frac{1}{A_i} \sum_{j \in K_i} z_{s,ij} \tilde{n}_{x,ij} L_{ij} \quad (24)$$

with a similar relation for the derivative in the y -direction. The water depth, free surface elevation and bed friction coefficient at the cell faces in Eqs. (23) and (24) are computed from a linear interpolation of the variables at the nodes N_i and N_j .

From Eqs. (22) and (23) the discretisation scheme used for the diffusive wave model can be written as:

$$h_i^{n+1} = h_i^n + \frac{\Delta t}{A_i} \sum_{j \in K_i} \frac{h_{ij}^{5/3}}{n_{ij}} \frac{I_{n,ij}}{\sqrt{I_{m,ij}}} L_{ij} \quad (25)$$

Since the discretisation is explicit in time, the time step in Eq. (25) must be limited in order to keep the scheme stable. Only in order to

analyse the stability of the numerical scheme, the previously mentioned cellular approach will be used in Eq. (25), which yields:

$$h_i^{n+1} = h_i^n \left(1 - \frac{\Delta t}{A_i} a_i \right) + \frac{\Delta t}{A_i} \sum_{j \in K_i} a_{ij} h_j^n \quad (26)$$

$$a_{ij} = \frac{h_{ij}^{5/3}}{n_{ij} d_{ij}} \frac{L_{ij}}{\sqrt{I_{m,ij}}} \quad a_i = \sum_{j \in K_i} a_{ij}$$

In order to assure that the scheme is monotonic and therefore stable, all the coefficients in Eq. (26) must be positive (Versteeg and Malalasekera, 1995), which implies the following restriction over the time step:

$$\Delta t < \min(\Delta t_i) \quad \Delta t_i = \frac{A_i}{a_i} \quad (27)$$

In order to analyse the implications of Eq. (27), a uniform orthogonal mesh of size Δx with constant water depth and bed friction coefficient will be considered. In this case, the time step stability condition given by Eq. (27) reduces to:

$$\Delta t < \Delta x^2 \frac{n}{h^{5/3}} \sqrt{\frac{\Delta z_s}{\Delta x}} \quad (28)$$

This is a very similar expression to the one derived in Hunter et al. (2005) for a raster-based diffusive wave model. It is worth mentioning several remarks when comparing the stability conditions for the diffusive wave model (Eq. (28)) and for the dynamic wave model (Eq. (9)).

First, in the diffusive wave model the time step is proportional to Δx^2 , while in the dynamic wave model it is proportional to Δx . This implies that the diffusive wave approximation is more efficient with a coarse mesh, while with a fine mesh the time step restriction might be very strong and the computational efficiency much poorer than that of the dynamic wave model.

Second, the time step in the diffusive wave model is proportional to the Manning's coefficient. As the bed roughness diminishes, so does the Manning's coefficient, and the diffusive wave model tends to be more unstable. This conclusion should be expected *a priori* since, according to Eq. (5), as the Manning's coefficient tends to zero the water velocity tends to infinity. Therefore, the diffusive model is more efficient as the bed roughness increases.

Third, the time step is proportional to the square root of the free surface gradient, the scheme being unconditionally unstable when the free surface elevation is constant, i.e. when the water is at rest. This is a very undesirable property of the scheme. In order to avoid this inconvenience, Hunter et al. (2005) proposed computing the discharge between two control volumes as:

$$q_{n,ij}^* = q_{n,ij} \min \left[1, \left(\frac{\Delta z_{s,ij}}{\varepsilon_z} \right)^{1/2} \right] \quad (29)$$

where ε_z is a user specified tolerance parameter. In order to avoid losing accuracy, the value of ε_z should depend on the flow considered. Using Eq. (29) modifies the stability condition over the time step to:

$$\Delta t_i^* = \Delta t_i \min \left[1, \left(\frac{\varepsilon_z}{\Delta z_s} \right)^{1/2} \right] = \Delta x^2 \frac{n}{h^{5/3}} \sqrt{\frac{\max(\Delta z_s, \varepsilon_z)}{\Delta x}} \quad (30)$$

Results

In this section we focus on the experimental validation of the numerical models presented in Section "Diffusive and dynamic wave models and Numerical solvers", using the experimental data obtained in a laboratory rainfall simulator which was designed for

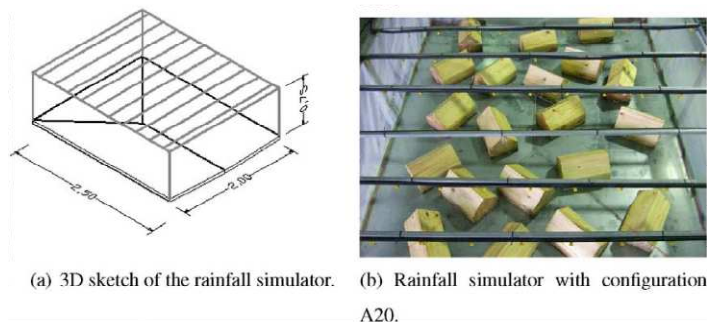


Fig. 1. Rainfall simulator used for experimental validation. (a) 3D sketch of the rainfall simulator. (b) Rainfall simulator with configuration A20.

rainfall–runoff model validation purposes. The set of experiments presented here has been designed specifically for this study. A preliminary validation of the present model, using the rainfall–runoff experiments presented by Iwagaki (1955) in a one-dimensional channel with three different slopes, has already been presented in Cea et al. (2008) and is therefore not reproduced here.

Experimental setup and test cases

The rainfall simulator used in the experiments consists of a rectangular basin with dimensions 2×2.5 m, made of three planes of stainless steel, each of them with an approximate slope of 0.05 (Fig. 1). Since the bed surface is impervious, infiltration does not need to be considered in the model. Several simplified urban configurations were built on the basin. Rainfall was simulated with a grid of 100 nozzles distributed evenly over the basin. Since the

water depths generated during the experiments were extremely small, the only variable measured was the discharge hydrograph generated at the outlet of the basin, which was used to validate the numerical results.

The global experimental uncertainty in the outlet discharge data is approximately 10%. This is due to the uncertainty in the measurement technique of the outlet discharge and to the uncertainty in the imposed rainfall intensity. From these two factors, the one which introduces larger errors is the uncertainty in the precipitation discharge imposed in the experiments, which is caused by the accuracy of the nozzles. The global uncertainty was estimated as the difference between the discharge imposed for each experiment and the discharge calculated from the volume of water collected at the end of the experiment. This difference was in most cases around 5%, in no case being larger than 10%.

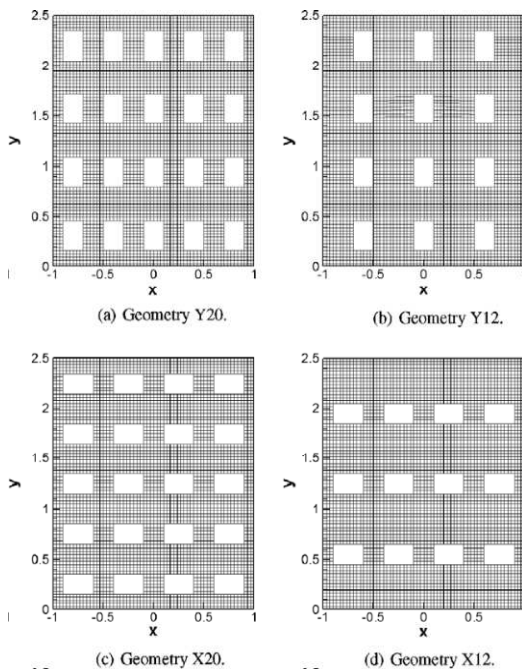


Fig. 2. Urban geometry configurations Y20, Y12, X20 and X12.

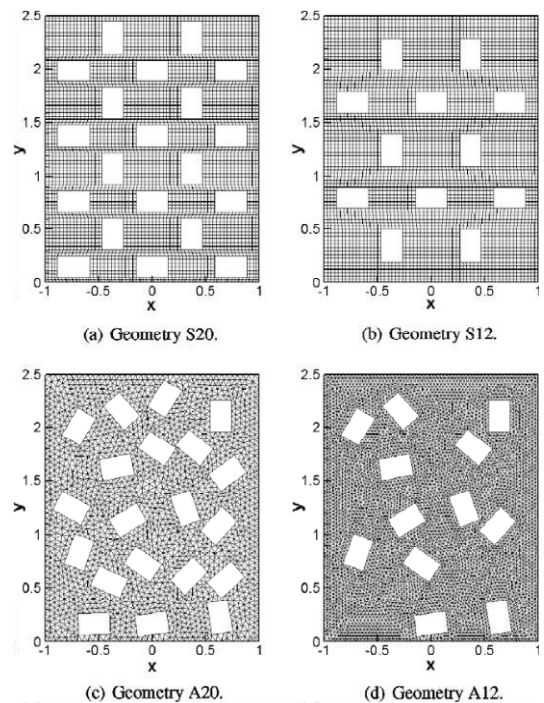


Fig. 3. Urban geometry configurations S20, S12, A20 and A12.

Eight different urban configurations were built in the laboratory, including collocated, staggered and aleatory placement of buildings (Figs. 2 and 3). The horizontal dimensions of the buildings used in the experiments are 30 × 20 cm. The walls are vertical and 20 cm height. The slope of the roofs is 45°. Each configuration

Table 1
Hyetographs used in the experiments.

Hyetograph	Rainfall discharge (l/min)	Rainfall intensity (mm/h)	Rainfall duration (s)
Q7T20	7	84	20
Q7T40	7	84	40
Q7T60	7	84	60
Q15T20	15	180	20
Q15T40	15	180	40
Q15T60	15	180	60
Q25T20	25	300	20
Q25T40	25	300	40
Q25T60	25	300	60

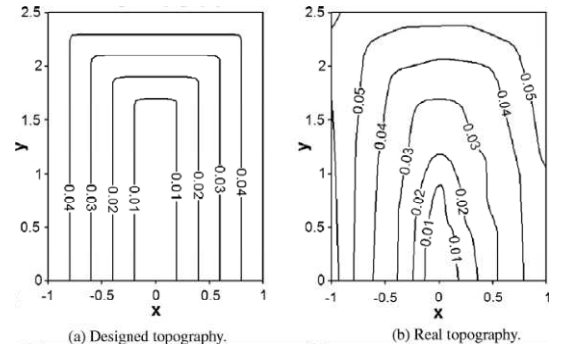


Fig. 4. Designed and real basin topography.

was tested with nine hyetographs, which are defined by a constant and spatially uniform rainfall discharge of 7, 15 and 25 l/min, of duration 20, 40 and 60 s (Table 1). The reason for using those hyetographs is that we are interested in the analysis of extreme precipitation events, defined by a very high rainfall intensity and a low duration. The duration of the hyetographs tested is linked to the concentration time of the experimental configurations, which depends on the size of the experimental basin, on the urban configurations tested, and on the rainfall intensities imposed. In all the experimental tests the concentration time is of the order of 60 s or lower.

Despite the great effort made in order to obtain a spatially uniform precipitation intensity, some differences in the spatial distribution of rainfall were measured in the experiments. Difficulties in achieving a completely uniform rainfall intensity have also been reported by other researchers (Yan and Kahawita, 2000), and they are mainly due to small differences in each nozzle discharge and orientation. In order to check the significance of this experimental uncertainty, a sensitivity analysis of the outlet hydrograph to the spatial distribution of rainfall was made in the numerical model using rainfalls with the same spatial average intensity but different spatial distribution. The sensitivity of the outlet hydrograph to the spatial variations of rainfall intensity which were measured in the experiments is negligible. In addition, the good level of agreement between the experimental and numerical results, which will be shown in this section, suggests that this uncertainty factor is not relevant in the experimental results.

A second source of experimental error was caused by a small time gap between the start of the rainfall and the start of the surface runoff. This effect is caused by surface tension forces, which are not included in the numerical model, and increases in importance as the precipitation intensity decreases.

As was mentioned above, the topography of the rainfall simulator basin was designed as three planes, each of them with a slope of 0.05 (Fig. 1). However, due to small deformations on these planes, once the experiment was set up the *real* topography of the basin was somewhat different from the *designed* topography (Fig. 4). After some preliminary tests, the numerical simulations

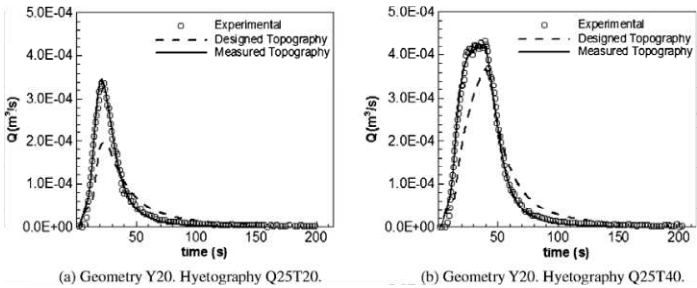


Fig. 5. Numerical results obtained using the originally designed and the real basin topography.

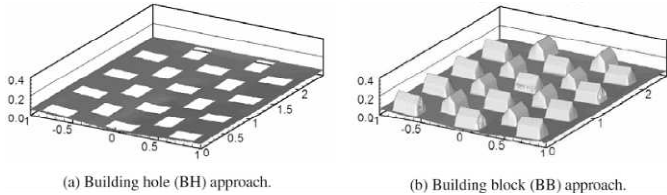


Fig. 6. Building representation methods.

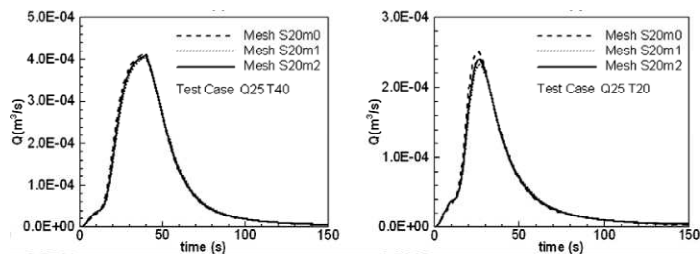


Fig. 7. Mesh convergence analysis. Geometry S20. Hyetographs Q25T40 (left) and Q25T20 (right).

showed the importance of defining accurately the basin topography in the model in order to obtain accurate results. Using the *designed* topography produced much poorer results than using the *real* measured topography, as is shown in Figs. 5 and 6. Therefore, a great effort was made in order to measure accurately the *real* basin topography in the laboratory (Fig. 4). In order to do so, the basin was filled with different levels of still water, and the wet–dry front position was measured for each case. In this way, several bed elevation contour levels were obtained. The *real* basin topography was interpolated from the measured contour levels.

Numerical model and building representation

Two different approaches for representing the buildings in the numerical model have been tested, namely the building-hole (BH) method and the building-block (BB) method. Both approaches have also been used by Schubert et al. (2008) to model urban flood inundation. In the BH approach the buildings are represented as holes in the numerical mesh, and a slip wall boundary condition is imposed at the boundary of the buildings. In the BB method the buildings are included in the mesh, and the bed elevation is raised according to the height of the buildings. The BH approach can represent the shape of the buildings accurately with rather coarse meshes (Schubert et al., 2008), while the BB method requires local mesh refinement around the buildings in order to provide a good representation of their shape. For this reason, in flood inundation modelling the BH method is more efficient from a numerical point of view. However, when modelling rainfall–runoff transformation from direct precipitation data, the BB method is physically more realistic than the BH method, since it includes information about the roofs and thus, it is able to determine to which side of the roof the rainfall drains. Also, when using the BH approach it is necessary to increase artificially the rainfall intensity in order to account for the rain which falls over the roofs of the buildings, which are not included in the numerical mesh. This is not necessary with the BB method. In the cases in which the topography is defined with detailed LIDAR data, another advantage of the BB approach is that buildings are automatically included in the model from the LIDAR data. In that case it is not necessary for the modeller to define the exact shape of the buildings in the numerical mesh. In this way, the mesh generation process is in a certain way independent from the configuration of the buildings, although as was mentioned before, in the BB approach it is always advisable to refine the mesh near buildings.

Bed friction was modelled with Manning's formula for turbulent flow. Although at early stages of the experiments flow might be laminar due to the extremely small water depths, the effects of raindrops and surface roughness contribute to trigger turbulence in the flow very soon after the start of the rainfall. In all the cases presented in this paper, using Manning's formulation for the whole experiment gave good results and therefore, it was not necessary to use more sophisticated bed friction formulations. A free slip wall

boundary condition was imposed at all the closed boundaries. At the outlet boundary a critical depth boundary condition was used.

In all the dynamic wave computations the wet–dry tolerance parameter was set to $\varepsilon_{wd} = 10^{-6}$ m. Considering the characteristics of the flow in the experiments, the tolerance parameter used in the diffusive wave solver defined in Eq. (29) was set to $\varepsilon_z = 10^{-4}$ m. Lower values of the parameter ε_z were tried in the simulations in order to be sure that it does not affect the accuracy of the numerical results.

A mesh convergence analysis was performed in geometry S20, using the dynamic wave model with the BH approach. Geometry configuration S20 was chosen to perform the mesh convergence analysis because the flow pattern is more complex than in other geometries and therefore, it requires a finer mesh in order to resolve accurately the flow field. In order to obtain a mesh independent solution, three meshes with different spatial resolution were tested, which are addressed as S20m0 (1309 control volumes), S20m1 (3606 control volumes) and S20m2 (7553 control volumes) in Fig. 7. After comparing the velocity, water depth, and outlet hydrograph results obtained with the three meshes (Fig. 7), it was decided to work with a mesh resolution similar to mesh S20m1. Further mesh refinement produces no significant differences in the results, while it increases the computational cost significantly. A similar mesh size was used with all the other geometry configurations.

Model calibration and sensitivity analysis

The only calibration parameter used in this study was the bed friction coefficient. The calibration of the bed friction coefficient was done in geometry Y20. After calibration in configuration Y20, Manning's coefficient was fixed to $n = 0.016 \text{ s m}^{-1/3}$ for all the experiments. This value might seem rather high if we consider that the recommended value in hydraulic manuals for a smooth steel surface is around 0.010 and $0.012 \text{ s m}^{-1/3}$. However, the extra roughness due to dust accumulation in the basin, as well as the extremely small water depths in the experiments, justify the use of a higher bed friction coefficient.

Sensitivity to other model parameters has also been analysed in order to check which of them are the most significant when modelling rainfall–runoff transformation with a depth-averaged model. To this purpose we have analysed the sensitivity of the numerical solution to the bed friction coefficient, the turbulence modelling, and the spatial accuracy of the numerical scheme.

The sensitivity of the outlet hydrograph to the bed friction coefficient is shown in Figs. 8 and 9. As the Manning's coefficient is increased the surface runoff flows more slowly, the peak discharge diminishes, and its time of arrival is delayed. A higher sensitivity to bed roughness has been observed when using the second order scheme. Also, the bed friction coefficient which gives the best numerical agreement with the experimental data is lower when using the first order scheme, because this scheme is more dissipative.

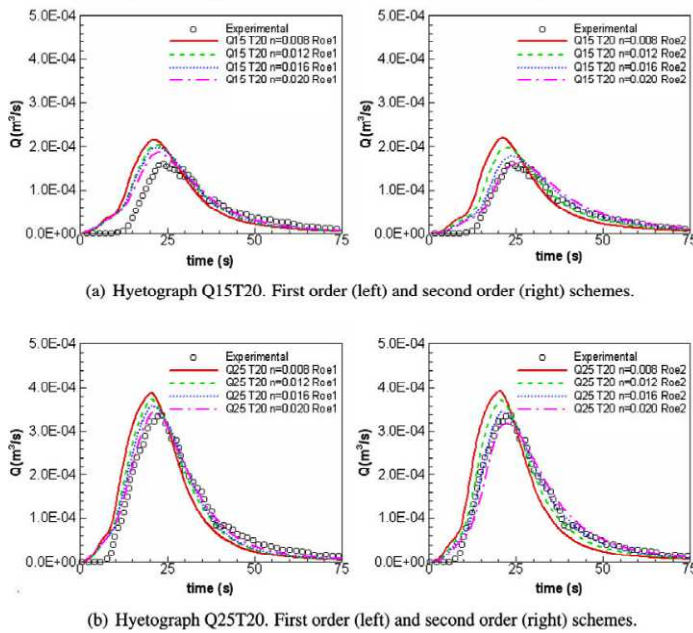


Fig. 8. Sensitivity of the outlet hydrograph to bed friction coefficient. Geometry Y20.

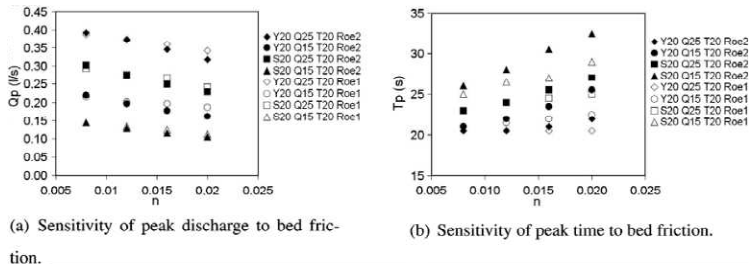


Fig. 9. Sensitivity of peak discharge and peak time to bed friction coefficient.

tive than a high order scheme. These effects are shown in Figs. 8 and 9, which also show that the agreement with the experimental results is much better when using the second order scheme. Therefore, the second order scheme was used for the validation of the dynamic wave model.

The sensitivity of the numerical results to turbulence modelling is very low in all the experiments. This is an extremely shallow flow and therefore, turbulence is mainly produced by bed friction (Cea et al., 2007). Under such conditions the eddy viscosity can be roughly evaluated as $\nu_t \approx 0.1u_f h$, and thus, the turbulent Reynolds number defined as $R_t = UL/\nu_t$ can be expressed as:

$$R_t \approx 10 \frac{U}{u_f} \frac{L}{h} \approx 10 \frac{L}{n\sqrt{gh}^{5/6}} \quad (31)$$

where U is the characteristic velocity scale and L the characteristic horizontal length scale. Using Eq. (31), the turbulent Reynolds number in the experiments undertaken in this work varies within the range $R_t \approx 10^4$ – 10^5 . Horizontal turbulent stresses are therefore negligible compared to inertia and bed friction. In none of the

experiments presented in this paper can turbulence be considered to be significant in the results, neither in the outlet hydrograph, nor in the water depth and velocity fields, as is shown in Fig. 10. The outlet hydrographs computed with and without turbulence modelling are identical in all the cases, so they are not shown here. It should be noticed that this conclusion does not mean that turbulence is negligible in the flow. In fact, the bed friction, which is mainly due to vertical turbulent stresses, is one of the most important forces in the development of overland flow.

Experimental validation

All the experiments performed in the laboratory, which are listed in Table 1, have been computed with the dynamic and diffusive wave models. The dynamic wave model was used with both the BH and the BB approaches. Given the high number of experiments undertaken, only the most significant results are shown in this section.

Figs. 11–13 show the experimental validation of the dynamic wave model used with the BH approach. The match between the

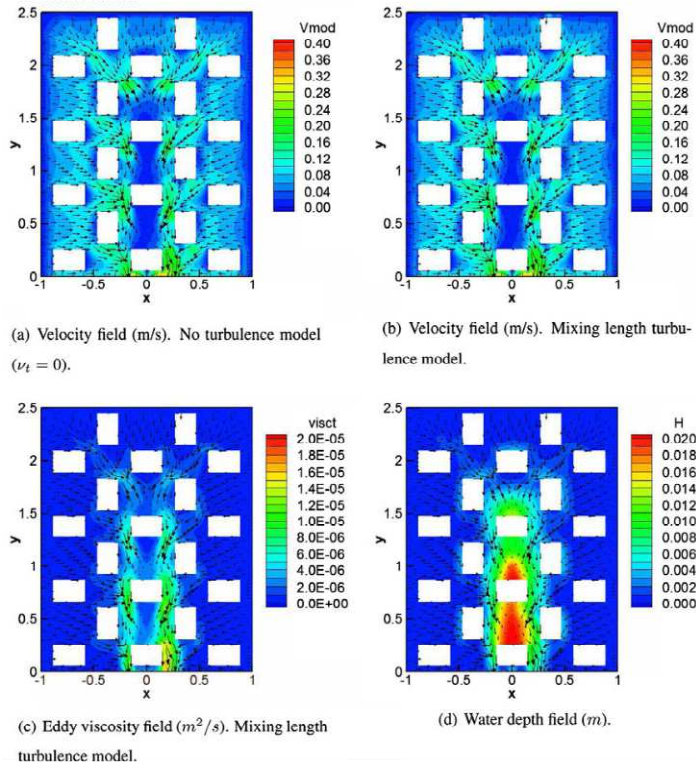


Fig. 10. Sensitivity to turbulence model. Geometry S20. Hyetograph Q25T40. Time $t = 40$ s..

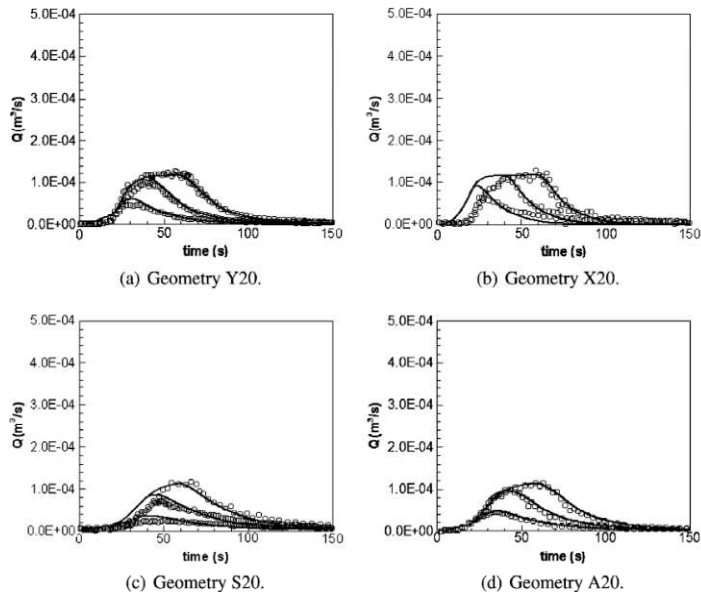


Fig. 11. Experimental validation. Dynamic wave model. BH approach. Hyetographs Q77T20, Q7740 and Q7760.

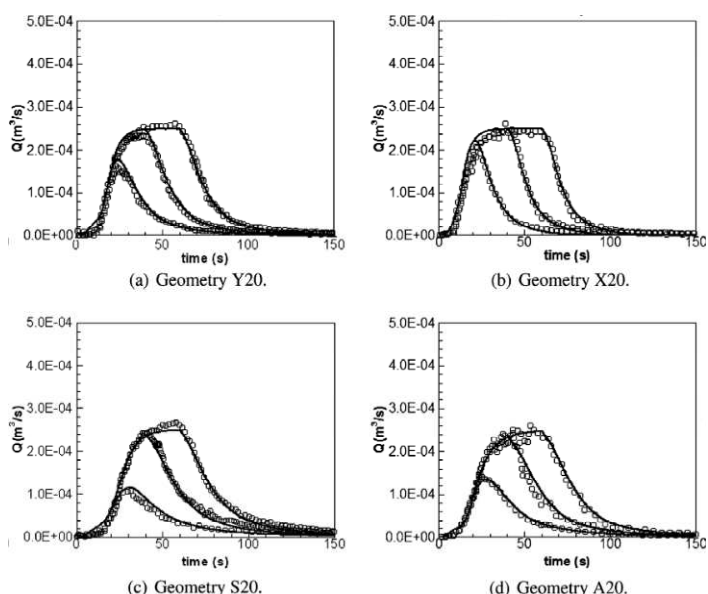


Fig. 12. Experimental validation. Dynamic wave model. BH approach. Hyetographs Q15T20, Q15T40 and Q15T60.

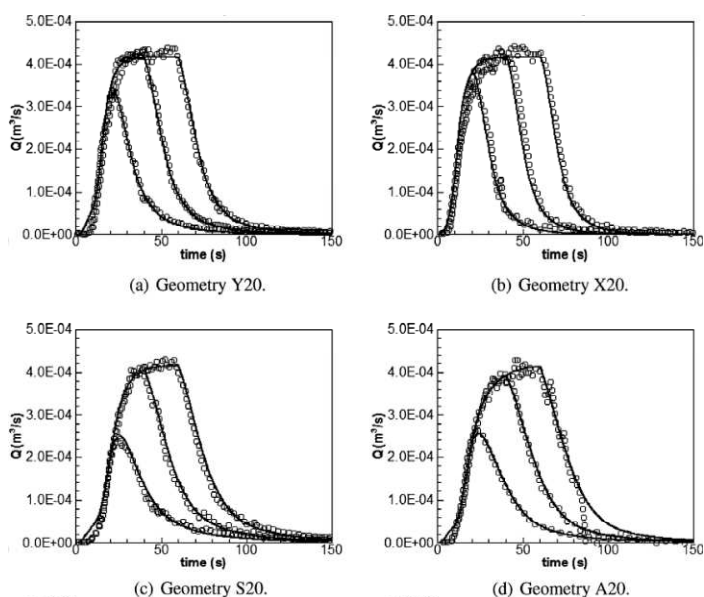


Fig. 13. Experimental validation. Dynamic wave model. BH approach. Hyetographs Q25T20, Q25T40 and Q25T60.

experimental and numerical data is very satisfactory, especially for intermediate and high rainfall intensities. The agreement of the outlet hydrographs generated by a low intensity rainfall (hyetographs Q7T20, Q7T40 and Q7T60) is somewhat less accurate. This is attributed to surface tension and laminar effects at the beginning of the experiments, when the surface runoff begins to develop. These effects are more significant when part of the basin is dry and the water depth is very small, i.e. when the rainfall intensity

is low. In any case, after modelling 72 experimental tests, including eight different urban geometries and nine different hyetographs, we can conclude that the global performance of the dynamic wave model is very satisfactory.

When using the BB method, no special treatment has been used for modelling the flow over the roofs, neither for modelling the free fall of the water from the roofs to the ground. The numerical algorithm was applied as if the buildings were part of the bed eleva-

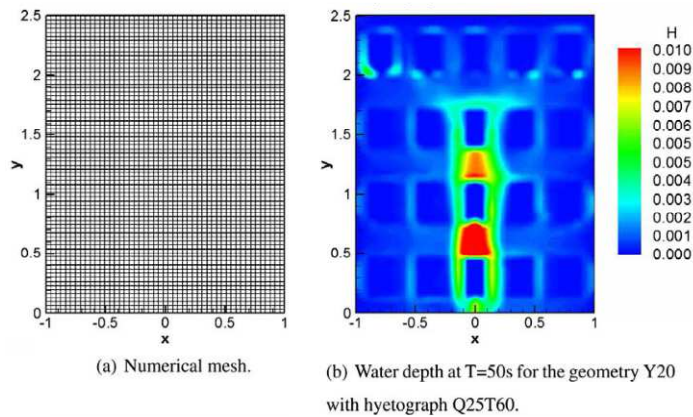


Fig. 14. Building-block approach (BB).

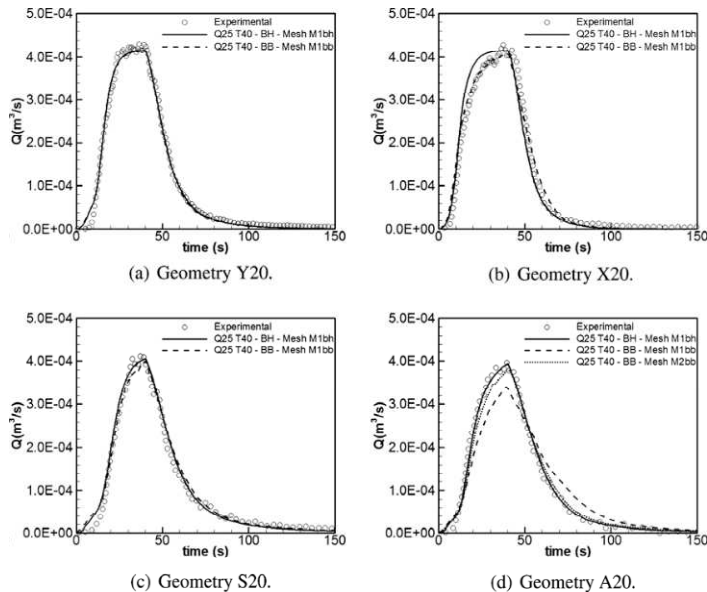


Fig. 15. Experimental validation. Building-block approach (BB). Hyetograph Q25T40.

tion. Despite the large bed slopes involved in this process, the algorithm remains stable and the global accuracy of the model is not affected, as it is shown by the experimental validation results presented in Fig. 15. It should be remarked that we cannot expect a shallow water model to represent accurately the local process of the water falling from the roofs to the ground and therefore, the local water velocity given by the model in the roofs should not be treated as an accurate value. Nevertheless, it is of great interest for a numerical scheme to remain stable under such extreme flow conditions.

The mesh density used in the BB approach is similar to that used in the BH method. Since in this method the mesh is independent of the buildings shape, the same mesh was used for all configurations (Fig. 14). In all the cases the differences in the outlet hydrographs computed with the BB and the BH approaches are in general not

significant considering the uncertainty of the experimental data, although some differences appear depending on the configuration considered (Fig. 15). To some extent, these differences are due to the fact that the BB approach needs a higher mesh resolution than the BH approach in order to define precisely the shape of the buildings. This aspect was also noticed by Schubert et al. (2008). In the cases considered in this paper, the effect that the mesh resolution has on the results obtained with the BB approach depends on the geometry considered. From all the configurations tested, geometry A20 is the one which requires the finest mesh resolution. This is because some buildings are very close to each other and therefore, if their shape is not well-resolved, artificial barriers through which the water cannot flow are created, as it is shown in Fig. 16. This effect prevents the water from flowing between the buildings, with the consequent abatement of the outlet hydrograph (see geometry

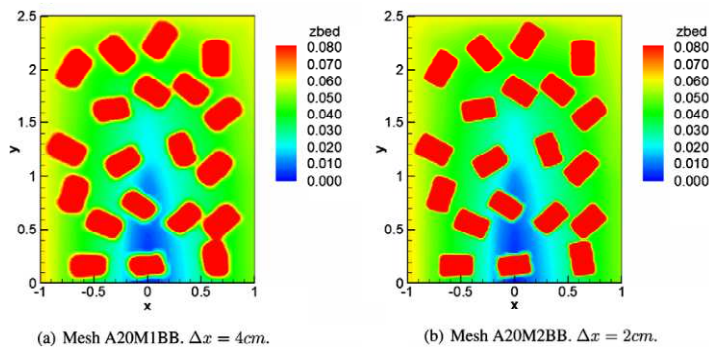


Fig. 16. Bed elevation for geometry A20 in the building-block approach.

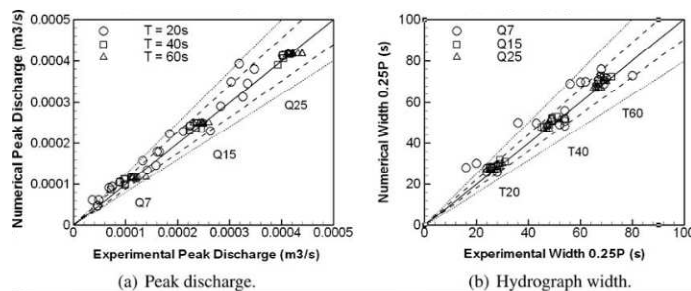


Fig. 17. Experimental versus dynamic wave results for all the test cases. Perfect fit (solid line), 12% difference (dashed line), 20% difference (dotted line).

A20 in Fig. 15). In the other geometry configurations this effect is not so relevant, since the spacing between buildings is larger.

The peak discharge and the width of the hydrograph obtained from the experiments and from the dynamic wave computations are plotted and compared in Figs. 17 and 18 for all the 72 test cases. To this purpose, the width of the hydrograph is defined as the time lag between the two points for which the outlet discharge is equal to 25% of the rainfall discharge for each test case. The model predictions agree very well with the experimental data with few exceptions, which mostly correspond to the low intensity hyetographs. These are the cases in which the surface tension and laminar effects are more significant in the flow development, and also the cases in which the relative importance of the experimental errors is larger. It should be noticed that in Figs. 17 and 18, the difference between the numerical and the experimental data is due to both numerical and experimental errors. Most of the data differ by less than 12%, which is the estimated experimental uncertainty. In all cases the differences are less than 20% with just two exceptions in the peak discharge data and three exceptions in the hydrograph widths data.

On the other hand, in the experiments modelled in this work the diffusive wave model is much less efficient than the dynamic wave model. When using the diffusive wave approximation the rainfall–runoff propagates faster and the peak discharge occurs sooner. This is a common trend in all the experiments modelled. In addition, in the cases where the rainfall duration is shorter than the basin concentration time, the peak discharge computed with the diffusive wave model is excessively high, as is shown in Fig. 19. This is due to the faster propagation of the surface–runoff in the diffusive wave model, which is caused by the fact of neglecting the inertia terms in the diffusive wave equations. For this reason the diffusive wave predictions get poorer as the importance of

inertia, relative to hydrostatic pressure and bed friction, increases in the flow. This is the case of the experiments with complex flow patterns and strong streamline curvature. Therefore, the differences between the dynamic and diffusive wave models are more significant in the aleatory and staggered configurations than in the aligned configurations (Fig. 19). Nonetheless, even in the test cases with the simplest geometry configuration, the diffusive wave model gives poorer predictions than the dynamic wave model.

The comparison between the numerical results given by the diffusive and dynamic wave models, points out the relevance of inertia terms in rainfall–runoff modelling in urban areas. This result is also supported by the fact that, according to the numerical velocity and water depth fields computed, the non-dimensional Froude and bed friction numbers defined respectively as U/\sqrt{gH} and $\sqrt{u_f}/UL/H$ are of order one, which implies that inertia, bed friction and hydrostatic pressure are all relevant in the development of the flow. This result confirms that urban flow modelling resolution requires small length scales to be resolved and computed, which increases the importance of inertia forces compared to bed friction (Hunter et al., 2007, 2008).

Regarding computational efficiency and stability, the computation time taken by the diffusive wave model is much higher than the computation time taken by the dynamic wave model. To some extent this is caused by the small size of the experimental setup, since the stable time step in the diffusive wave model is proportional to the square of the mesh size. Also, it is interesting to note that in some geometries the computational cost of the diffusive wave model increases considerably due to the fact that there are regions where the water gets trapped, forming small puddles with an almost horizontal free surface which, according to the stability criterion given by Eq. (30), makes it necessary to use extremely small time steps. This can be partially avoided with a larger value

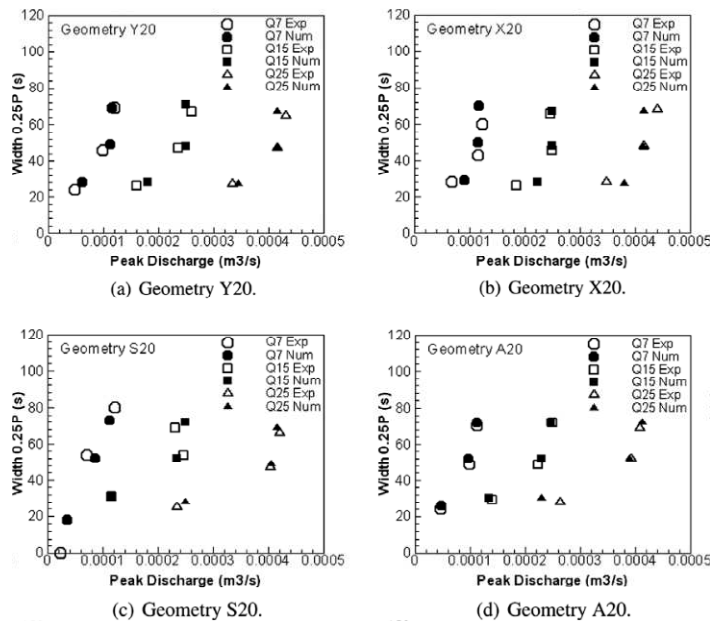


Fig. 18. Peak discharge versus hydrograph width. Experimental and numerical results.

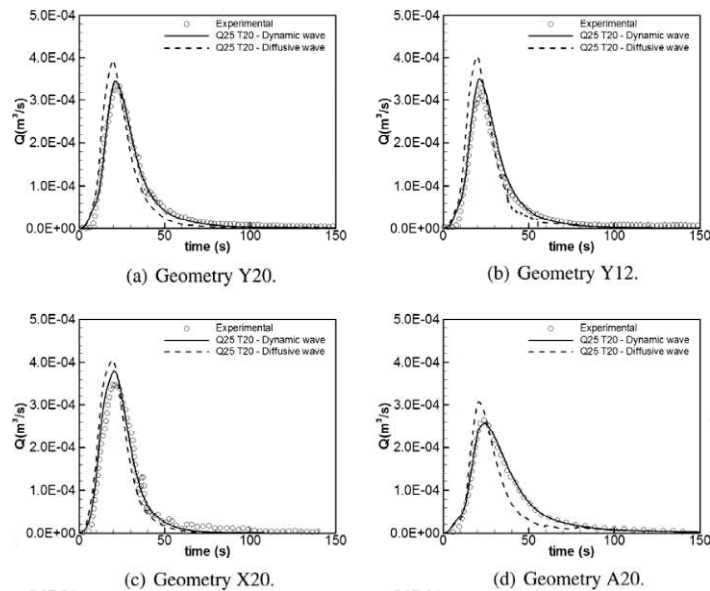


Fig. 19. Experimental validation. Diffusive wave model. Hyetograph Q25T20.

of the ε_z parameter, but again, given the physical characteristics of the experimental setup, its value should not be much larger than $\varepsilon_z = 10^{-4}$ m for accuracy reasons.

Conclusions

The dynamic wave and diffusive wave models have been applied to simulate rainfall–runoff in several simplified urban geom-

etries which have been tested in a laboratory rainfall simulator. The dynamic wave model, used with either the building-hole or the building-block approaches for representation of buildings, is able to predict the shape of the outlet hydrograph generated by a specific hyetograph. The agreement between the experimental and numerical results is very good for intermediate and high rainfall intensities. For the lowest precipitation rate the agreement is somewhat poorer due to surface tension and laminar effects, which

have a higher relative importance when part of the basin is dry and the water depth is extremely small. Nonetheless, the global agreement between the experimental data and the results achieved with the dynamic wave model is very satisfactory. This conclusion is drawn after modelling 72 test cases including eight different urban geometries and nine different hyetographs.

In all the cases presented in this paper the diffusive wave model is less accurate and less stable than the dynamic wave model, especially as the importance of water inertia, relative to hydrostatic pressure and bed friction, increases in the flow. The comparison between the results given by the diffusive and dynamic wave models, points out the relevance of inertia terms in rainfall–runoff modelling in urban areas. Another drawback of the diffusive wave model is its computational cost which, for the test cases modelled in this study, is much higher than the dynamic wave model. This difference in computational time between the two models is expected to be lower in real size applications, where the size of the mesh elements is much larger. Nevertheless, urban inundation computations will always require relatively fine meshes in order to resolve the flow patterns among the buildings, and this is certainly a handicap for diffusive wave models.

When using the dynamic wave model, the high order extension of Roe scheme provides a better agreement with the experimental data than the first order scheme. Again, this might be related to the fact that this is a rapidly varying flow with many regions where the Froude number is of order one and thus, inertia terms are very significant in the momentum equations.

Regarding turbulence modelling, it has been verified in the numerical simulations that the results obtained with a depth-averaged mixing-length model are virtually identical to the results obtained neglecting the horizontal turbulent stresses. The values of eddy viscosity given by the mixing-length model indicate that the horizontal turbulent stresses are several orders of magnitude lower than inertia forces and therefore, the former ones can be neglected without loss of accuracy.

We should note the stability of the numerical scheme presented in Section “Numerical solvers” for solving the dynamic wave equations with wet–dry fronts, using either the BH or the BB approaches. The scheme is able to model rapidly varying overland flow with water depths of the order of millimetres, with highly unsteady wet–dry fronts, and with high bed friction stresses. Any of the previous conditions alone may cause numerical instabilities and loss of precision in the solution, if the solver is not robust and accurate. Moreover, when using the BB approach the numerical scheme remains stable and the global accuracy of the model is not affected, despite the extremely high bed elevation gradients involved. It should be stressed that it cannot be expected from a 2D dynamic wave model to represent accurately the water flowing from the roofs to the ground, since all the shallow water hypothesis are locally broken. Nonetheless, it is of great interest for a numerical scheme to remain stable under such extreme flow conditions, and it opens up the possibility of including the buildings as part of the bed elevation in practical applications.

The numerical–experimental comparison confirms that diffusive wave models are not efficient and cannot compete with dynamic wave models for detailed urban flood inundation modelling, since the computation time is greater and the accuracy poorer. Therefore, fully dynamic models should be preferred for urban drainage computations, specially considering that the computing power and the availability of high-resolution (LiDAR) data allow for the possibility of including a detailed definition of the urban features in real-world applications. Nonetheless, practical applications include some features which have not been analysed in this paper, as the sub-surface infiltration and the coupling between the surface runoff and the sewer system. Future experimental

validation in real-world applications of 2D dynamic wave models for computing rainfall–runoff transformation from direct precipitation data is therefore desirable and necessary.

References

- Bates, P.D., Roo, A.P.J.D., 2000. A simple raster-based model for flood inundation simulation. *J. Hydrol.* 236, 54–77.
- Bates, P.D., Marks, K.J., Horrit, M.S., 2003. Optimal use of high-resolution topographic data in flood inundation models. *Hydrol. Process.* 17, 5237–5257.
- Bermúdez, A., Vázquez-Cendón, M.E., 1994. Upwind methods for hyperbolic conservation laws with source terms. *Comput. Fluids* 23 (8), 1049–1071.
- Bermúdez, A., Dervieux, A., Desideri, J.A., Vázquez-Cendón, M.E., 1998. Upwind schemes for the two-dimensional shallow water equations with variable depth using unstructured meshes. *Comput. Methods Appl. Mech. Eng.* 155, 49–72.
- Cea, L., Vázquez-Cendón, M.E., Submitted for publication. Unstructured finite volume discretisation of two-dimensional depth averaged shallow water equations with porosity. *Int. J. Numer. Methods. Fluids*. doi:doi:10.1002/fld.2107.
- Cea, L., French, J., Vázquez-Cendón, M.E., 2006. Numerical modelling of tidal flows in complex estuaries including turbulence: an unstructured finite volume solver and experimental validation. *Int. J. Numer. Methods. Eng.* 67 (13), 1909–1932.
- Cea, L., Puertas, J., Vázquez-Cendón, M.E., 2007. Depth averaged modelling of turbulent shallow water flow with wet–dry fronts. *Arch. Comput. Methods Eng. (ARCME)* 14 (3).
- Cea, L., Puertas, J., Pena, L., Garrido, M., 2008. Hydrologic forecasting of fast flood events in small catchments with a 2d-swe model. Numerical model and experimental validation. In: *World Water Congress 2008*, 1–4 September 2008, Montpellier, France.
- Guinot, V., Soares-Frazao, S., 2006. Flux and source term discretization in two-dimensional shallow water models with porosity on unstructured grids. *Int. J. Numer. Methods. Fluids* 50 (3), 309–345.
- Horrit, M.S., Bates, P.D., 2001. Predicting floodplain inundation: raster-based modelling versus the finite-element approach. *Hydrol. Process.* 15, 825–842.
- Howes, D.A., Abrahams, A.D., Pitman, E.B., 2006. One- and two-dimensional modelling of overland flow in semiarid shrubland, jornada basin, new mexico. *Hydrol. Process.* 20, 1027–1046.
- Hunter, N.M., Horritt, M.S., Bates, P.D., Wilson, M.D., Werner, M.G.F., 2005. An adaptive time step solution for raster-based storage cell modelling of floodplain inundation. *Adv. Water Resour.* 28, 975–991.
- Hunter, N.M., Bates, P.D., Horritt, M.S., Wilson, M.D., 2007. Simple spatially-distributed models for predicting flood inundation: a review. *Geomorphology* 90, 208–225.
- Hunter, N.M., Bates, P.D., Neelz, S., Pender, G., Villanueva, I., Wright, N.G., Liang, D., Falconer, R.A., Lin, B., Waller, S., Crossley, A.J., Mason, D.C., 2008. Benchmarking 2D hydraulic models for urban flooding. *Water Manage.* 161, 13–30.
- Iwagaki, Y., 1955. Fundamental studies on runoff analysis by characteristics. *Disaster Prev. Res. Inst.* 10, 1–25.
- Kivva, S.L., Zheleznyak, M.J., 2005. Two-dimensional modeling of rainfall runoff and sediment transport in small catchments areas. *Int. J. Fluid Mech. Res.* 32 (6), 703–716.
- LeVeque, R.J., 2002. *Finite Volume Methods for Hyperbolic Problems*. Cambridge Texts in Applied Mathematics, vol. 31. Cambridge University Press.
- Mignot, E., Paquier, A., Haider, S., 2006. Modeling floods in a dense urban area using 2D shallow water equations. *J. Hydrol.* 327 (1–2), 186–199.
- Morgali, J.R., Linsley, R.K., 1965. Computer analysis of overland flow. *J. Hydrol. Div. Proc. Am. Soc. Civ. Eng.* HY3, 81–100.
- Rodi, W., 1980. *Turbulence Models and their Applications in Hydraulics – A State of the Art Review*. The Netherlands International Association of Hydraulic Research, Delft, The Netherlands.
- Roe, P.L., 1986. Discrete models for the numerical analysis of time-dependent multidimensional gas dynamics. *J. Comput. Phys.* 63, 458–476.
- Schubert, J.E., Sanders, B.F., Smith, M.J., Wright, N.G., 2008. Unstructured mesh generation and landcover-based resistance for hydrodynamic modeling of urban flooding. *Adv. Water Resour.*
- Sleigh, P.A., Gaskell, P.H., Berzins, M., Wright, N.G., 1998. An unstructured finite-volume algorithm for predicting flow in rivers and estuaries. *Comput. Fluids* 27 (4), 479–508.
- Toro, E.F., 1999. *Riemann Solvers and Numerical Methods for Fluid Dynamics*, Second ed. Springer-Verlag, New York.
- Toro, E.F., 2001. *Shock-Capturing Methods for Free-Surface Shallow Flows*. Wiley, Chichester, West Sussex, England.
- Valiani, A., Caleffi, V., Zanni, A., 2002. Case study: Malpasset dam-break simulation using a two-dimensional finite volume method. *J. Hydraul. Eng.* 128 (5), 460–472.
- van Leer, B., 1973. Towards the ultimate conservative difference scheme I. The quest of monotonicity. *Lect. Notes Phys.* 18, 163–168.
- Versteeg, H.K., Malalasekera, W., 1995. *An Introduction to Computational Fluid Dynamics. The Finite Volume Method*. Addison Wesley Longman Ltd., Essex, UK.
- Yan, M., Kahawita, R., 2000. Modelling the fate of pollutant in overland flow. *Water Resour.* 34 (13), 3335–3344.
- Zhang, Cundy, 1989. Modeling of two-dimensional overland flow. *Water Resour. Res.* 25 (9), 2019–2035.

Overland flow computations in urban and industrial catchments from direct precipitation data using a two-dimensional shallow water model

L. Cea, M. Garrido, J. Puertas, A. Jácome, H. Del Río and J. Suárez

ABSTRACT

This paper presents the experimental validation and the application to a real industrial catchment of a two-dimensional depth-averaged shallow water model used for the computation of rainfall-runoff transformation from direct precipitation data. Instead of using the common approach in flood inundation modelling, which consists in computing the water depth and velocity fields given the water discharge, in this study the rainfall intensity is imposed directly in the model, the surface runoff being generated automatically. The model considers infiltration losses simultaneously with flow simulation. Gullies are also included in the model, although the coupling between the surface runoff and the sewer network is not considered. Experimental validation of the model is presented in several simplified laboratory configurations of urban catchments, in which the surface runoff has been measured for different hyetographs. The application to a real industrial catchment includes a sewer network flow component, which is solved with the SWMM model. The numerical predictions of the discharge hydrograph generated by a 12 hours storm event are compared with field measurements, providing encouraging results.

Key words | experimental validation, overland flow, rainfall-runoff, rainfall simulator, shallow water model, urban flood inundation

L. Cea (corresponding author)

M. Garrido

J. Puertas

A. Jácome

H. Del Río

J. Suárez

Environmental and Water Engineering Group,
University of A Coruña, ETS Ingenieros de Caminos
Canales y Puertos,
Campus de Elviña s/n,
15071 A Coruña,
Spain

E-mail: luis.cea@udc.es;
mgarrido@udc.es;
jpuertas@udc.es

INTRODUCTION

The numerical computation of urban flood inundations with 2D shallow water models has become increasingly popular in the recent years (Hunter *et al.* 2007). Most of these models use as input data a discharge hydrograph, which must be computed previously with a hydrologic model, and imposed as an upstream boundary condition in the hydrodynamic model. This procedure is acceptable when the discharge hydrograph is generated mostly upstream from the area of interest and therefore, there are no significant changes in the water discharge over the region of study. However, in certain urban configurations the contributions due to direct precipitation, which is spatially distributed over the whole urban catchment, may not be negligible. In these cases the discharge hydrograph cannot be imposed as an upstream boundary condition

anymore. Instead, the spatially distributed rainfall intensity must be considered in the numerical model.

Recent advances in the numerical schemes for solving the two-dimensional shallow water equations permit modelling water flow over complex topography with extremely small water depths, including the propagation of wet-dry fronts. This fact, together with the continuous increase in computational efficiency, opens up the possibility of computing the surface runoff due to precipitation in the whole catchment. Precipitation surface runoff is actually a very shallow water flow, and therefore it should be well represented by the two-dimensional shallow water equations.

With this consideration in mind, in the simulations presented in this paper the rainfall-runoff transformation is

computed directly with a 2D shallow water model, after imposing a precipitation intensity spatially distributed in the whole urban catchment. A similar approach has been used in small rural catchments by [Howes *et al.* \(2006\)](#) and by [Kivva & Zheleznyak \(2005\)](#). In none of these cases urban floods were considered. This paper presents some results which include the experimental validation of a 2D shallow water model with laboratory data obtained in several simplified urban catchments, and the application of the model to a real industrial catchment of approximately 150,000 m². The numerical model considers infiltration losses as well as drains, although the coupling between the surface runoff and the storm sewer network is not considered, i.e. it is assumed that the discharge flowing through the gullies is not limited by the sewer network capacity.

NUMERICAL MODEL

The numerical computations have been done with the model Turbillion, which solves the 2D depth-averaged shallow water Equations (2D-SWE). This model has been validated and applied to river and tidal current modelling in several previous studies ([Cea *et al.* 2007](#)). A complete description of the hydrodynamic numerical model used in this paper can be found in ([Cea *et al.* 2010](#)). Neglecting the variations in atmospheric pressure over the spatial domain, the wind stress and the Coriolis acceleration, the 2D-SWE can be written as:

$$\begin{aligned} \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(hU_x) + \frac{\partial}{\partial y}(hU_y) &= R - f \\ \frac{\partial}{\partial t}(hU_x) + \frac{\partial}{\partial x}(hU_x^2) + \frac{\partial}{\partial y}(hU_xU_y) \\ &= -gh \frac{\partial z_s}{\partial x} - \frac{\tau_{bx}}{\rho} + \frac{\partial h \tau_{xx}^e}{\partial x} + \frac{\partial h \tau_{xy}^e}{\partial y} + RV_x - f \cdot U_x \\ \frac{\partial}{\partial t}(hU_y) + \frac{\partial}{\partial x}(hU_xU_y) + \frac{\partial}{\partial y}(hU_y^2) \\ &= -gh \frac{\partial z_s}{\partial y} - \frac{\tau_{by}}{\rho} + \frac{\partial h \tau_{xy}^e}{\partial x} + \frac{\partial h \tau_{yy}^e}{\partial y} + RV_y - f \cdot U_y \end{aligned} \quad (1)$$

where h is the water depth, U_x , U_y are the depth averaged horizontal components of the water velocity, g is the gravity acceleration, z_s is the free surface elevation, τ_{bx} is the bed friction, ρ is the water density, τ_{xx}^e , τ_{xy}^e , τ_{yy}^e are the turbulent

shear stresses, R is the rainfall intensity, V_x , V_y are the 2 horizontal components of the rain velocity, and f is the infiltration rate. The rainfall intensity R is imposed directly at each spatial point, contributing to the surface runoff. In overland flows the water depth is very small and turbulence is mainly produced by bed friction. In this situation, the effects of turbulent stresses can be neglected and therefore, they have not been included in the computations. Nevertheless, some preliminary computations have been done using a depth-averaged mixing length turbulence model which confirmed this assumption.

In the present work the bed friction stress has been computed with Manning formula for turbulent flow, which has proved to give satisfactory results in the computation of overland flow ([Morgali & Linsley 1965](#)). Although at early stages of the experiments the flow might be laminar due to the small water depths, the effects of raindrops and surface roughness contribute to trigger turbulence in the flow very soon after the start of the rainfall. In overland flow Manning coefficient is an effective roughness coefficient that includes the effect of raindrop impact over the free surface, drag over the bed surface, small scale microtopography, and erosion and transportation of sediment if applicable. Microtopography includes the bed surface features with a length scale smaller than the mesh size used in the numerical discretisation. The effect of raindrop impact is especially important in very shallow flows over smooth surfaces, as it is the case in the laboratory experiments modelled in this paper, and increases with the rainfall intensity ([Izzard 1942](#)).

The infiltration rate is computed at each spatial point using the formulation of Green-Ampt ([Chow *et al.* 1988](#)). The potential infiltration rate is then computed as:

$$\begin{aligned} f(x, t) &= k_s(x) \left(1 + \frac{(h(x, t) + \Psi(x)) \Delta \theta}{F(x, t)} \right) \\ F(x, t) &= \int_0^t f(x, t) dt \quad L(x, t) = \frac{F(x, t)}{\Delta \theta} \end{aligned} \quad (2)$$

where k_s is the saturated hydraulic conductivity of the soil, h is the water depth over the bed surface, Ψ is the suction in the non-saturated region of the soil, $\Delta \theta = \phi - \theta_i$ is the change in moisture content of the soil as the saturation front advances, θ_i is the initial moisture content of the soil, ϕ is the soil porosity, and L is the width of the saturated region in the soil. The actual infiltration rate is equal to the

potential infiltration rate except when the water depth is too small and there is not enough water to infiltrate, in which case the infiltration is computed from the available water depth. Interception and retention can also be considered in the model. Evapotranspiration is not considered, since it is negligible in urban storm events.

Gullies can be considered in the model by the introduction of a sink term in the mass conservation equation. From a mathematical point of view this is equivalent to increasing the potential infiltration rate at the specific locations where the gullies are placed. Assuming a free (non-submerged) weir type behaviour, the maximum water discharge through a gully is computed as:

$$Q_{\max} = C_d \cdot L \cdot h^{1.5} \quad (3)$$

where L is the perimeter of the gully and C_d is a discharge coefficient which depends on the geometry of the gully grating (a value of $C_d = 0.6$ has been used in this work). The actual discharge through a gully is the minimum between Q_{\max} and the discharge which arrives to it from the surface runoff. Equation (3) does not consider the sewage network capacity in the computation of Q_{\max} . Therefore, the 2D surface runoff model used in this work cannot consider scenarios where the sewer network capacity is exceeded.

The equations of the model are solved in a 2D unstructured mesh with an explicit finite volume solver. Just a brief description of the solver is included here. A complete description of the numerical schemes used in the model can be found in Cea *et al.* (2010). The spatial domain is discretised in cell-centred control volumes which can have any shape, although all the cases presented in this paper have been meshed with triangles and quadrilaterals. The convective flux is discretised with an hybrid second-order/first-order scheme (first order in the water depth and second order in the unit discharge), based on the scheme of Roe (Toro 2001). The hybrid scheme was proposed in (Cea *et al.* 2006) by using a second order discretisation only for the two unit discharge components, whilst keeping a first order discretisation for the water depth. In such a way the numerical diffusion is much reduced, without a significant reduction on the numerical stability of the scheme. Godunov schemes are commonly used in shallow water models, since they can deal efficiently with the development of shock waves, providing accurate and stable results. This is

especially interesting in rapidly varying flow applications, where regions of subcritical and supercritical flow coexist, as is the case in the application studied in this work. In order to avoid spurious oscillations of the free surface in complex terrains, an upwind discretisation of the bed slope source term is used (Bermúdez *et al.* 1998). Bed friction, rainfall and infiltration are discretised with a centred semi-implicit scheme at the cell nodes. Some of the main numerical difficulties of applying shallow water models to rainfall runoff prediction are the presence of highly unsteady wet-dry fronts, the extremely small water depths, and the high bed friction stresses which must be computed (in many regions of the spatial domain the water depth is of the order of millimetres or centimetres). All these issues may cause numerical instabilities and lack of accuracy if the numerical schemes used to solve the shallow water equations are not robust and accurate. Another desirable property of the numerical scheme is the conservation of mass, which means that no water is lost or gained during the computation due to numerical errors. Not all the schemes guarantee the conservation of mass, especially in the presence of unsteady wet-dry fronts with very small water depths. In addition of being conservative, finite-volume schemes have proved to be very robust and accurate for the modelling of shallow water flows with wet-dry fronts, and are therefore especially suitable for the simulation of flood events generated by rainfall runoff.

RESULTS AND DISCUSSION

A series of experimental validation tests in simple laboratory geometries were undertaken before application of the model to a more complex industrial catchment. In the first laboratory validation test the experiments done by Iwagaki (1955) in a 1D channel have been modelled. The second laboratory validation test is a continuation of the experiments presented in Cea *et al.* (2010), and includes rainfall runoff modelling in several simplified urban configurations.

Experimental validation in a three-slope 1D channel

In this validation test the experimental results of Iwagaki (1955) in a 24 m long laboratory flume made of very smooth

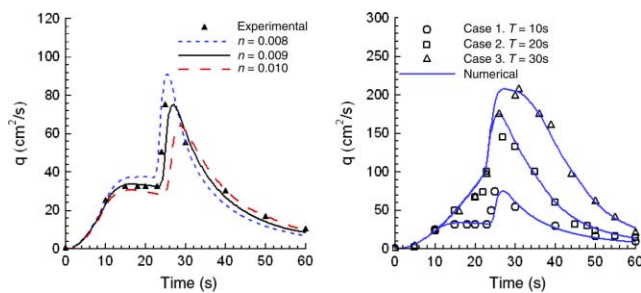


Figure 1 | Hydrographs computed for Iwagaki (1955) experiments. Sensitivity to bed friction for test case 1 (left) and numerical-experimental agreement for the three test cases (right).

aluminium were used to compare with the numerical predictions. The flume was divided into three reaches of equal length but different slope (0.020, 0.015 and 0.010 respectively from upstream to downstream). The rainfall intensity over the upper, middle and lower reaches was respectively 3,890, 2,300 and 2,880 mm/h. The duration of the rainfall for three different experimental cases was 10, 20 and 30 s. This flow conditions produce rapidly varying flow, since the highest rainfall intensity occurs in the upstream steepest reach, while the lowest rainfall intensity and bed slope are those of the downstream reach. The mesh size used in the numerical simulations was 0.1m.

The calibration of the bed friction coefficient for this validation test was done with the experimental results of case 1. The numerical results are quite sensitive to the bed friction coefficient, as it is shown in Figure 1 and Table 1. The Manning coefficient which gives a best fit between experimental and numerical results for that case is $0.009 \text{ s m}^{-1/3}$. This bed friction coefficient was maintained in the numerical simulation of cases 2 and 3, producing also very good agreements with the experimental data (Figure 1).

Experimental validation in several laboratory urban catchments

Several simplified urban catchments were tested in a laboratory rainfall simulator, which consists of a

Table 1 | Sensitivity to the Manning coefficient in the test case 1 of Iwagaki

	$n = 0.008$	$n = 0.009$	$n = 0.010$	Experimental
Peak discharge (cm^2/s)	91	75	64	73
Peak time (s)	25	27	29	26

rectangular basin with dimensions $2 \times 2.5 \text{ m}$ made of three planes with an approximate slope of 5% (Figure 2). These series of experiments are a continuation of the experimental validation tests previously carried out and presented in Cea et al. (2010). The new series of experiments include *small scale* urban configurations and different bed materials. In all the test cases presented in this section the bed surface is impervious and therefore, infiltration does not need to be considered. Rainfall was simulated with a grid of 100 nozzles distributed evenly over the basin. The only variable measured in the experiments was the discharge hydrograph generated at the outlet of the basin. The experimental uncertainty in the outlet hydrograph is mostly due to the uncertainty in the imposed rainfall intensity, which is caused by the accuracy of the nozzles. The global uncertainty was estimated as the difference between the discharge imposed for each experiment and the discharge calculated from the volume of water collected at the end of the experiment. This difference was in most cases around 5%, in no case being larger than 10%.

The outlet hydrograph computed in two sets of experiments is compared with experimental measurements. In the first set of experiments the bed material of the catchment is stainless-steel, and the urban configurations tested are the ones shown in Figure 3 (X20, Y20, S20 and A20). In the second set of experiments the bed material is rough plaster, and the configurations tested are shown in Figure 4 (L60, L180 and L0). The size of the buildings in the first set of experiments is $20 \times 30 \text{ cm}$, while in the second set of experiments the buildings are squares of 6.2 cm length. Each configuration was tested with nine hydrographs, which are defined by a constant and spatially uniform rainfall discharge of 7, 15 and 25 l/min, of duration 20, 40 and 60 s (Table 2).

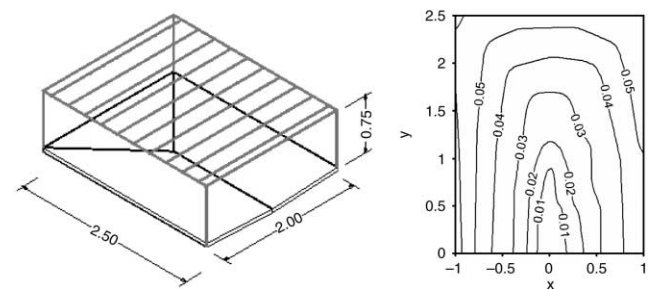


Figure 2 | Sketch of the rainfall simulator (left), and detailed topography of the catchment (right).

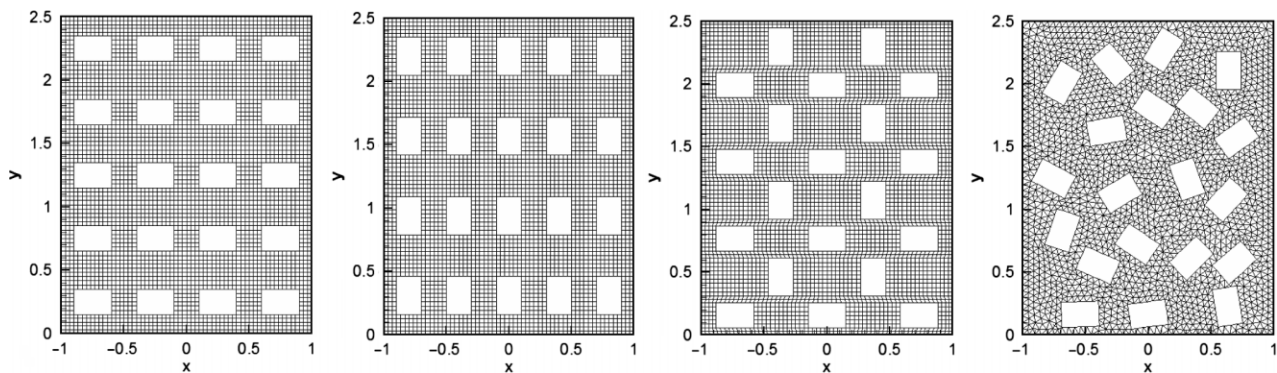


Figure 3 | Geometries and numerical meshes used to model the first set of experiments over a stainless-steel surface. X20 (left), Y20 (middle-left), S20 (middle-right), A20 (right).

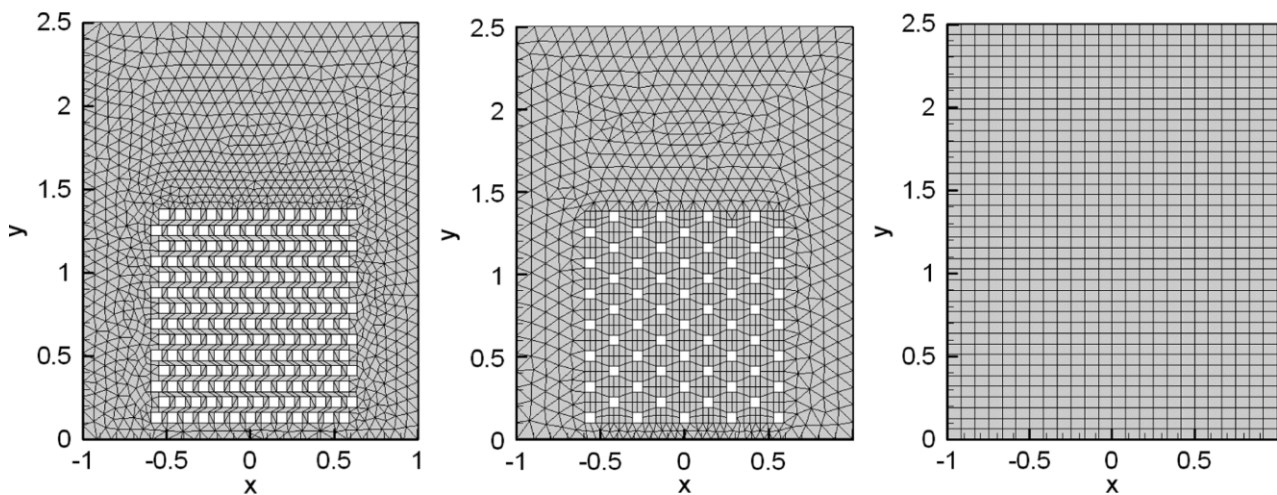


Figure 4 | Geometries and numerical meshes used to model the second set of experiments over a rough plaster surface.. L180 (left), L60 (middle), L0 (right).

Buildings are represented as holes in the numerical mesh, and a free slip wall boundary condition is imposed at their boundary. This building representation method is known as building-hole approach and has been used in Schubert *et al.* (2008) and Cea *et al.* (2010). At the outlet boundary a free outflow boundary condition was used. The wet-dry tolerance parameter was set to 10^{-6} m.

The numerical mesh for each configuration must be fine enough in order to adequately resolve the flow around the buildings (Figure 5 and 6). This implies that the mesh size for the configurations L60 and L180 must be much finer than for the configurations X20, Y20, S20 and A20 (Table 3). Figure 5 shows a detail of the numerical meshes chosen after the mesh convergence analysis for the configurations L60 and L180 (Figure 7).

Bed friction was modelled with Manning formula using a constant bed friction coefficient for the whole experiment,

which was the only calibration parameter. As it has been mentioned previously, this approach might not be adequate from a theoretical point of view, since at the initial stage of the experiments the Reynolds number is very small and the viscous effects might be significant. In addition, the effect of rainfall intensity might increase the effective Manning coefficient during the raising stage of the hydrograph. However, in all the cases presented in this paper using a constant Manning coefficient for the whole experiment gave

Table 2 | Different hyetographs used in the experimental validation

Hyetograph	Rainfall discharge	Rainfall duration
Q7T20, Q7T40, Q7T60	7 l/min (84 mm/h)	20 s, 40 s, 60 s
Q15T20, Q15T40, Q15T60	15 l/min (180 mm/h)	20 s, 40 s, 60 s
Q25T20, Q25T40, Q25T60	25 l/min (300 mm/h)	20 s, 40 s, 60 s

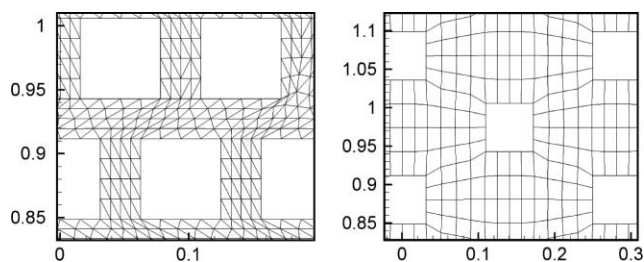


Figure 5 | Detail of the numerical meshes used in the configurations L180 (left) and L60 (right).

good results and therefore, no further investigation about this issue was done, although further research in this line should be carried on. The sensitivity of the outlet hydrograph to the Manning coefficient depends on the specific urban configuration considered (Figure 8). It has been observed that the sensitivity of the outlet hydrograph to the bed friction coefficient diminishes as the density of buildings increases. This is because the curvature of the streamlines and the complex velocity field in the configurations with a high building density increases the significance of the convective term in the momentum equations and at the same time diminishes the relative importance of the bed friction term. As it is shown in Figure 8, the outlet hydrograph computed in the configuration L180 is almost insensitive to the Manning coefficient for values within 0.01 and $0.03 \text{ s m}^{-1/3}$.

In the first set of experiments, the Manning coefficient was calibrated in geometry Y20 to a value of $0.016 \text{ s m}^{-1/3}$ and fixed to the same value for configurations X20, A20 and S20, since the bed material is the same in all of them. In the second set of experiments the bed friction coefficient was calibrated in configuration L0 to a value of $0.03 \text{ s m}^{-1/3}$. These are relatively large values, which might be explained

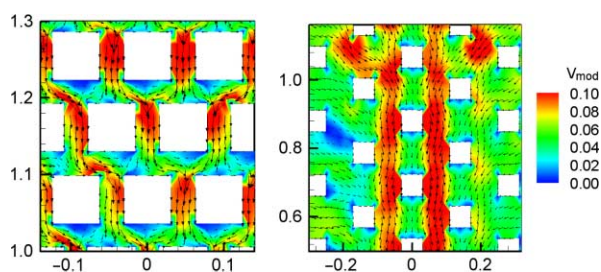


Figure 6 | Velocity fields computed at time $t = 20 \text{ s}$ for the hyetograph Q15T20. Geometries L180 (left) and L60 (right). Subscribers to the online version of *Water Science and Technology* can access the colour version of this figure from <http://www.iwaponline.com/wst>

Table 3 | Size of the numerical meshes chosen after a mesh convergence analysis

	X20	Y20	S20	A20	L60	L180
Number of elements	3,480	3,480	3,626	3,426	4,164	2,6472
Element size between buildings (cm^2)	11	11	10.5	11	4.5	0.6

by the influence of the inertial force of raindrops, which is not considered explicitly in the model. This effect would not be applicable in the recession limb of the hydrograph, after the rainfall has stopped. However, as it is shown in Figure 9, the numerical-experimental agreement is good in both the rising and the recession limbs of the hydrographs. The authors believe that the effect of small imperfections in the bed surface (a kind of microtopography which increases the bed roughness height) might be significant in such a shallow flow, specially considering that the water depth in most of the catchment during the whole experiment is of the order of magnitude of the small imperfections in the bed surface, and under these conditions the validity of a bed friction formulation which has been derived for river flow is in doubt. It should be remarked that these bed friction coefficients have been obtained after calibration of one single experiment, and used for all the other test cases, including empty catchment experiments. Therefore, the large value of the bed friction coefficient is not caused by the additional drag generated by the obstacles of each specific configuration. As it is shown in Figure 9, the model is able to reproduce accurately the effect that the buildings configuration has in the outlet hydrograph without chan-

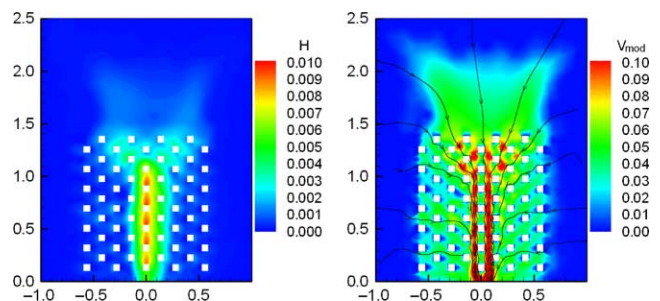


Figure 7 | Water depth (left) and velocity (right) fields computed at time $t = 20 \text{ s}$ for the hyetograph Q15T20 in geometry L60. Subscribers to the online version of *Water Science and Technology* can access the colour version of this figure from <http://www.iwaponline.com/wst>

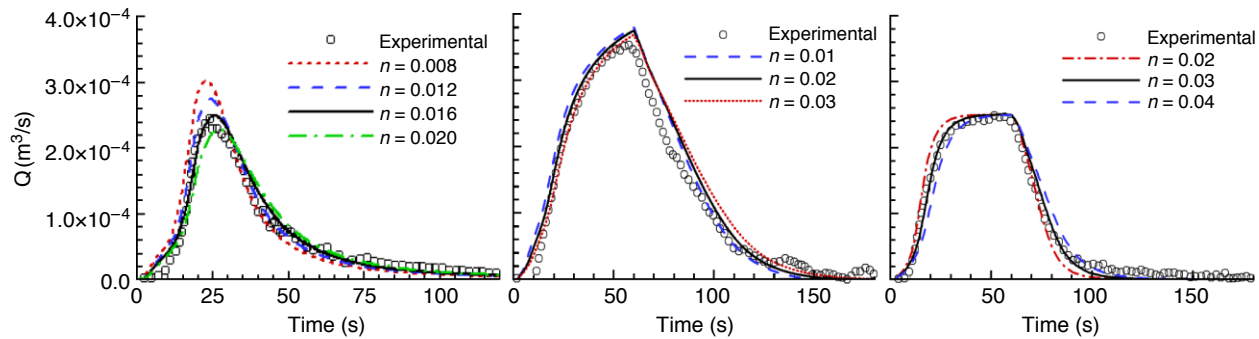


Figure 8 | Sensitivity of the outlet hydrograph to the Manning coefficient. Geometries S20 (left), L180 (middle) and L60 (right).

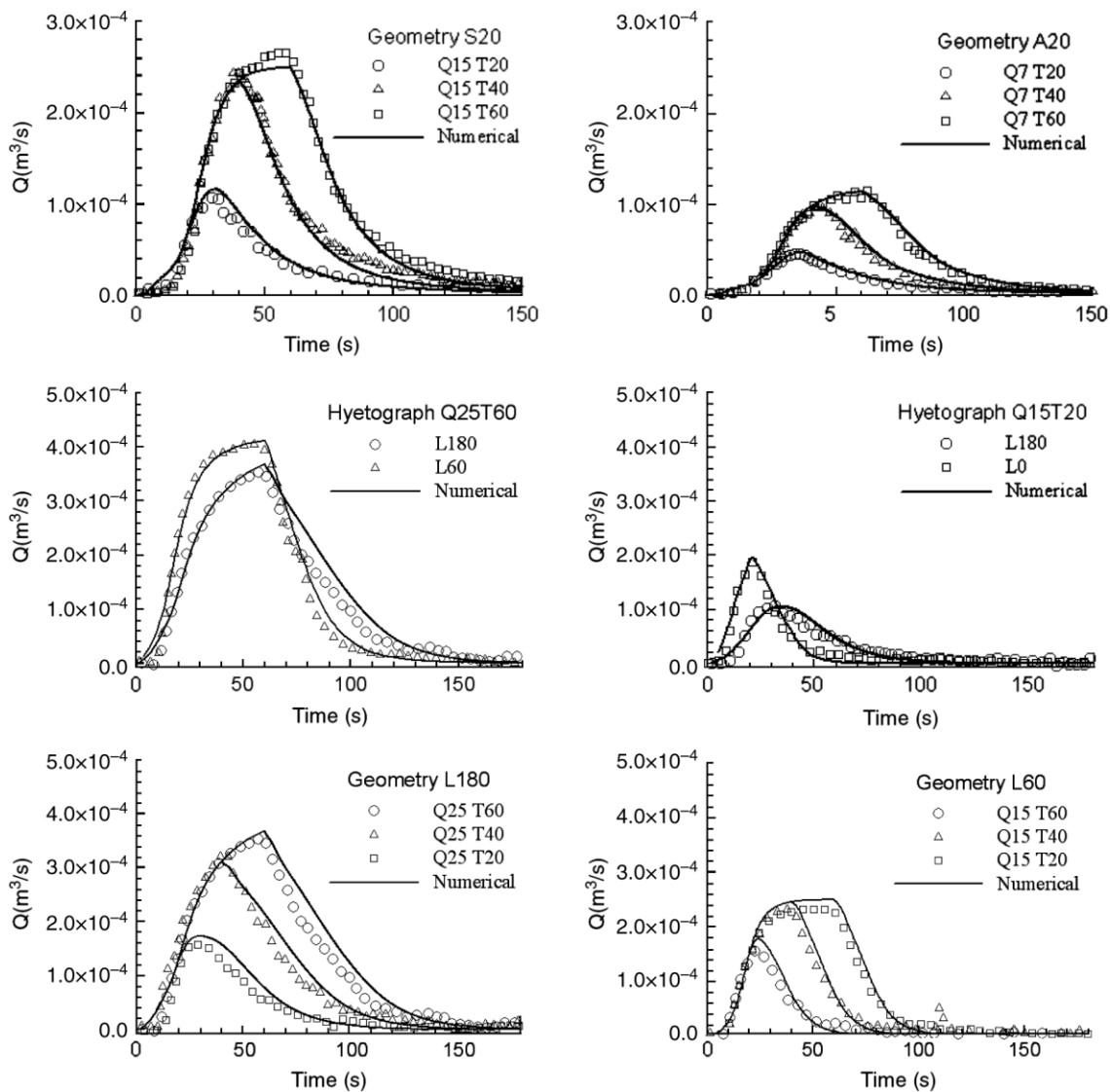


Figure 9 | Numerical-experimental comparison of the outlet hydrograph for several configurations and hyetographs.

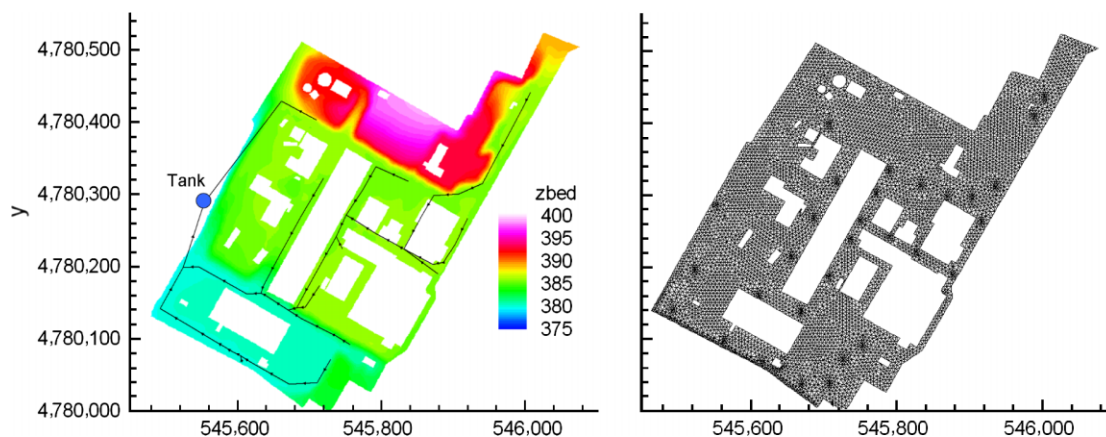


Figure 10 | Topography of the industrial catchment with a schematic representation of the storm sewer network (left), and mesh used in the 2D numerical model (right). Subscribers to the online version of *Water Science and Technology* can access the colour version of this figure from <http://www.iwaponline.com/wst>

ging the value of the Manning coefficient. The match between the experimental and numerical data is in general very satisfactory, as shown in the test cases of Figure 9. In the cases where the rainfall duration is shorter than the time of concentration of the catchment the model predicts accurately the peak discharge. The shape of the rising and recession limbs is also very well predicted.

Application to an industrial catchment

The numerical model was used to compute the surface runoff generated by a 12 hours storm event in an industrial catchment. A Digital Terrain Model with a vertical resolution of 0.25 m and a horizontal resolution of 1 m was used to build the topography of the model (Figure 10). The model includes 29 gullies which collect the surface runoff generated by the rainfall into a sewer network which

converges into a collecting tank, as shown schematically in Figure 10. As it has been mentioned before, the present model cannot handle the coupling between the 2D surface runoff and the 1D pipe flow components. Therefore, the sewer flow component has been computed with the 1D model SWMM developed by US EPA (Huber & Dickinson 1988), using as input data for the sewer model the outlet hydrographs for each gully computed with the 2D surface runoff model. This approach is only valid if the sewer network capacity is large enough, so it does not interfere with the surface runoff.

The total surface of the catchment is 152,765 m², including several buildings. The building-hole approach was used in order to account for the buildings. The numerical mesh, which does not include the buildings, covers a surface of 116,000 m² with 15,452 triangular elements. The mesh has been refined around the gullies,

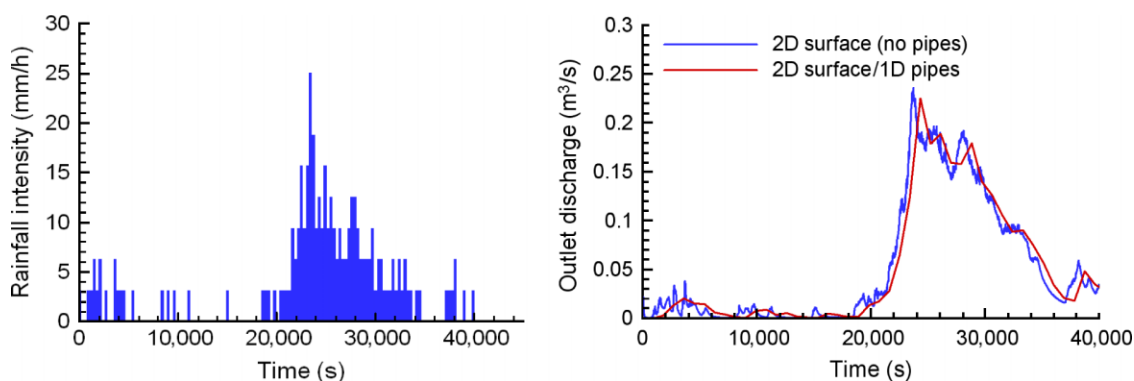


Figure 11 | Hyetograph (left) and influence of the runoff propagation through the sewer network on the outlet hydrograph computed at the collecting tank (right).

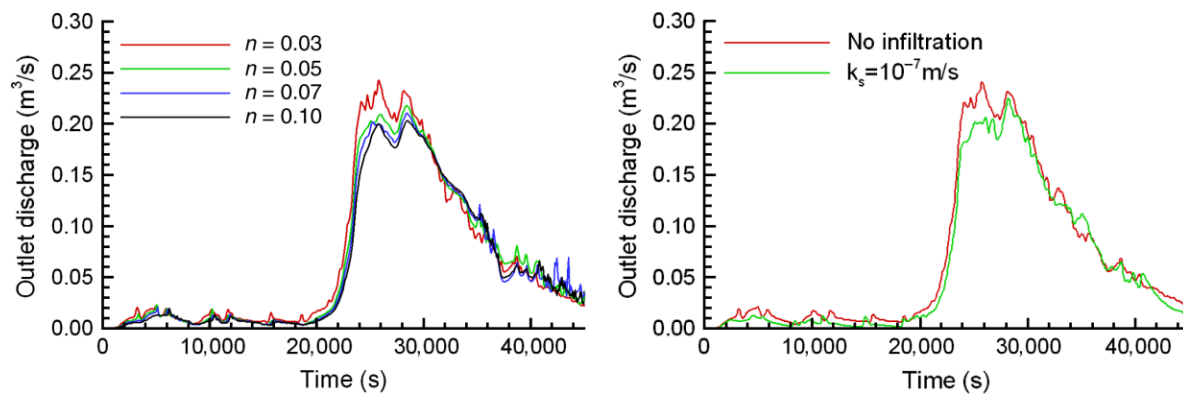


Figure 12 | Sensitivity of the outlet hydrograph in the collecting tank to the Manning coefficient (left) and infiltration (right).

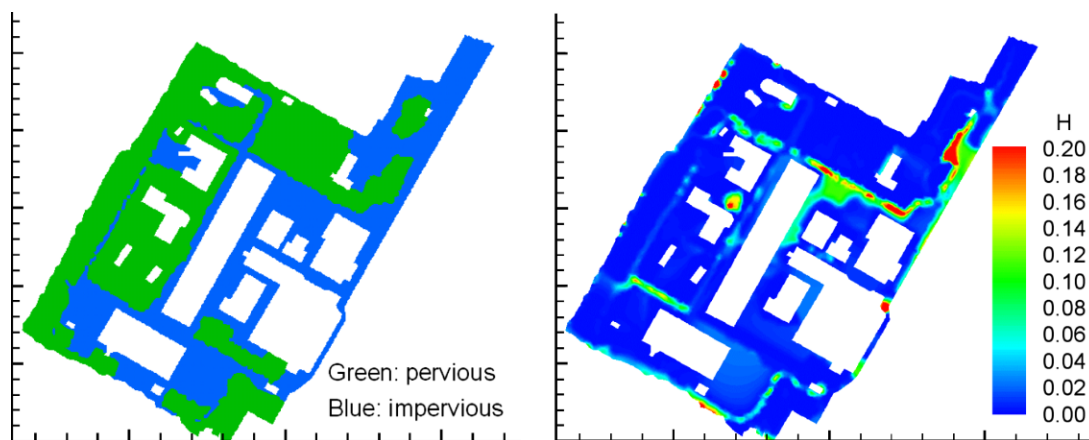


Figure 13 | Distribution of materials considered in the computation of bed friction and infiltration (left), and water depth computed at the time of the maximum rainfall intensity (right). Subscribers to the online version of *Water Science and Technology* can access the colour version of this figure from <http://www.iwaponline.com/wst>

which can be clearly identified in Figure 10. Rainfall runoff was computed for the hyetograph shown in Figure 11, which was measured with a rain gauge during a 12 hours storm event and imposed as an homogeneously distributed rainfall over the whole numerical mesh. Since the buildings are included as holes in the mesh, the rainfall intensity imposed in the model was corrected by a factor of 1.32, which is the ratio of the catchment surface (152,765 m²) over the numerical mesh surface (116,000 m²), in order to account for the rainfall which falls over the roof of the buildings. The wet-dry tolerance parameter was set to 10⁻⁶ m in all the cases.

The propagation of the runoff through the sewer network has a small effect in the outlet hydrograph at the collecting tank, as it is shown in Figure 11, which compares the outlet hydrograph computed with the combined model (2D surface runoff/1D sewer network) with the

hydrograph computed by just adding the hydrographs of the 29 gullies, i.e. assuming that the propagation time through the sewer network tends to zero. The propagation of the surface runoff through the sewer network smoothes slightly the outlet hydrograph and delays it about 5 minutes in time (Figure 11).

Bed friction is computed with Manning formula. As it is shown in Figure 12, the sensitivity of the outlet hydrograph to the Manning coefficient is relatively low for values larger than 0.05 s m^{-1/3}. This makes it difficult to calibrate, but at the same time it will not affect significantly the results.

Table 4 | Bed friction and infiltration parameters in the industrial catchment

	N (s m ^{-1/3})	ϕ	$\Delta\theta$	Ψ (m)	k_s (m/s)
Pervious	0.03	0.3	0.05	1	10 ⁻⁷
Impervious	0.05	–	–	–	–

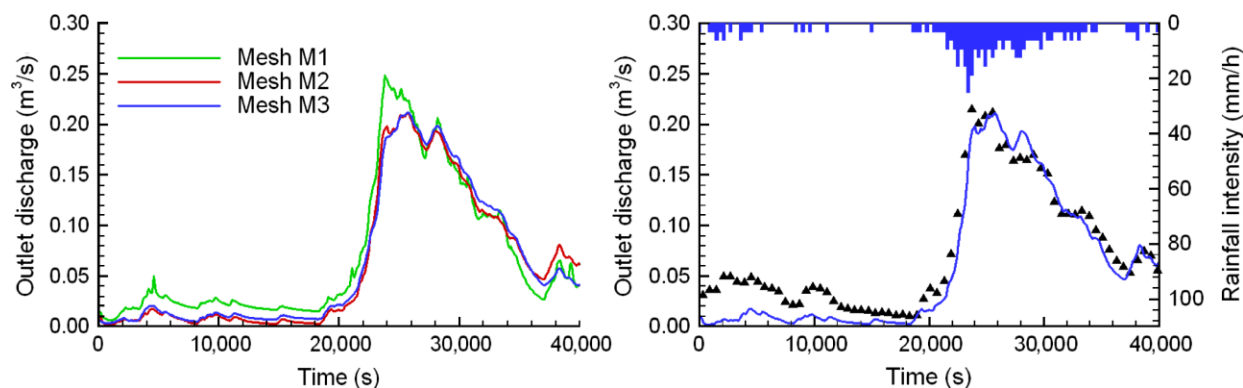


Figure 14 | Mesh convergence (left) and comparison of the numerical and experimental outlet hydrographs in the collecting tank (right).

In order to define the bed friction coefficient and the infiltration parameters, the catchment surface has been classified as pervious or impervious, as shown in Figure 13. The infiltration and bed friction parameters used for each kind of surface are based on the physical properties of the soil in the catchment and are shown in Table 4. The pervious surfaces consist of very fine sand and silt with few vegetated areas. The impervious surfaces consist of concrete and bituminous pavements. At the beginning of the storm event the soil is under saturated moisture conditions and therefore, the change in moisture content and the suction head of the soil are rather low, which implies that the potential infiltration rate equals roughly the saturated hydraulic conductivity. With the infiltration parameters assumed in Table 4, and for the storm event being modelled, infiltration does not have a significant effect in the shape of the outlet hydrograph, although it reduces slightly the peak discharge, as it is shown in Figure 12.

The water depth field computed by the model at the time of the maximum rainfall intensity is shown in Figure 13. Surface runoff flows from the north-east part of the catchment, which has a higher bed elevation, to the south-west, being drained by the 29 gullies which are included in the model.

A comparison between numerical predictions and field measurements was done using the outlet discharge measured in a control section installed at the end of the storm sewer network, just before the collecting tank (Figure 14). The control station consisted of a Doppler sensor and two SIGMA 950 bubble flowmeters. Using a numerical mesh of 15,452 elements, the best agreement

between numerical and field data was obtained with the bed friction parameters defined in Table 4 and neglecting infiltration, which might indicate that the saturated hydraulic conductivity is lower than 10^{-7} m/s. The numerical model is able to predict the magnitude of the peak discharge and its time of arrival quite accurately. The prediction of the rising and recession limbs of the hydrograph is also remarkable. In order to check to what extent the numerical-experimental agreement can be improved by increasing the mesh resolution, a simple mesh convergence analysis was performed using meshes of 3,888, 15,452 and 61,808 triangular elements. The average mesh size for the previous meshes is respectively 5.5 m, 2.7 m and 1.4 m. No significant differences were found in the outlet hydrograph computed with the meshes of 15,452 and 61,808 elements, as shown in Figure 14.

CONCLUSIONS

A model based on the 2D shallow water equations for computing the transformation of rainfall into surface runoff has been presented and validated with experimental data. The numerical scheme is able to compute rapidly varying overland flow with water depths of the order of millimetres, with highly unsteady wet-dry fronts, and with high bed friction stresses, including mass losses in the surface runoff due to infiltration and drains. Any of the previous conditions alone may cause numerical instabilities and loss of precision in the solution, if the solver is not robust and accurate. The application of the model presented to a real industrial catchment is feasible considering model stability and

computational time. The experimental validation with laboratory and field data is encouraging, and seems to indicate that the model is able to give accurate predictions of the hydrographs generated by short storm events in urban and industrial catchments. Nevertheless some issues remain open, one of the most relevant to the authors being the determination of the most adequate formulation in order to compute bed friction. From the results obtained in this paper, if Manning formula is used for computing bed friction losses, the Manning coefficients which need to be used are far larger than those used in a river flow computation with the same bed material. The Manning coefficients obtained after calibration for the three sets of laboratory experiments studied in this paper are $0.009 \text{ s m}^{-1/3}$ for Iwagaki's 1D experiments, $0.016 \text{ s m}^{-1/3}$ for the 2D catchment of stainless steel, and $0.030 \text{ s m}^{-1/3}$ for the 2D catchment of rough plaster. A possible explanation for this relatively high values is that the head losses increase with the rainfall intensity, especially in very shallow flows, and this effect might be included implicitly in the Manning coefficient calibration. It should be noticed also that the water depth in overland flow is of the order of magnitude of the bed roughness height in most of the catchment, and under these conditions the validity of Manning formulation, which has been derived for computing head losses due to bed roughness in river flow, is in doubt.

ACKNOWLEDGEMENTS

The authors would like to thank the financial support of the General Directorate of Research, Development and Innovation (Dirección Xeral de Investigación, Desenvolvemento e Innovación) of Xunta de Galicia, which funded the project “Desenvolvemento, calibración e validación experimental dunha ferramenta informática para a análise e deseño de sistemas de drenaxe urbana sostíbles” (Ref. 09MDS012118PR).

REFERENCES

- Bermúdez, A., Dervieux, A., Desideri, J. A. & Vázquez-Cendón, M. E. 1998 Upwind schemes for the two-dimensional shallow water equations with variable depth using unstructured meshes. *Comput. Methods Appl. Mech. Eng.* **155**, 49–72.
- Cea, L., French, J. R. & Vázquez-Cendón, M. E. 2006 Numerical modelling of tidal flows in complex estuaries including turbulence: An unstructured finite volume solver and experimental validation. *Int. J. Numer. Methods Eng.* **67**(13), 1909–1932.
- Cea, L., Puertas, J. & Vázquez-Cendón, M. E. 2007 Depth averaged modelling of turbulent shallow water flow with wet-dry fronts. *Arch. Comput. Methods Eng., State of the art reviews*, **14**(3), 303–341.
- Cea, L., Garrido, M. & Puertas, J. 2010 Experimental validation of two-dimensional depth-averaged models for forecasting rainfall-runoff from precipitation data in urban areas. *J. Hydrol.* **382**, 88–102.
- Chow, V. T., Maidment, D. R. & Mays, L. W. 1988 *Applied Hydrology*. McGraw Hill.
- Howes, D. A., Abrahams, A. D. & Pitman, E. B. 2006 One and two-dimensional modelling of overland flow in semiarid shrubland, Jornada basin, New Mexico. *Hydrol. Process.* **20**, 1027–1046.
- Huber, W. C. & Dickinson, R. E. 1988 *Storm Water Management Model. User's Manual Ver. IV*, US Environmental Protection Agency.
- Hunter, N. M., Bates, P. D., Horrit, M. S. & Wilson, M. D. 2007 Simple spatially-distributed models for predicting flood inundation: A review. *Geomorphology* **90**, 208–225.
- Iwagaki, Y. 1955 Fundamental studies on runoff analysis by characteristics. Bull. 10, 1–25, Disaster Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., Kyoto, Japan.
- Izzard, C. F. 1942 Runoff from flight strips. *Proc. Highway Res. Board.* **22**, 94–99.
- Kivva, S. L. & Zheleznyak, M. J. 2005 Two-dimensional modeling of rainfall runoff and sediment transport in small catchments areas. *Int. J. Fluid Mech. Res.* **32**(6), 703–716.
- Morgali, J. R., & Linsley, R. K. 1965 Computer analysis of overland flow. Journal of the Hydraulics Division. *Proceedings of the American Society of Civil Engineers HY3*, 81–100.
- Schubert, J. E., Sanders, B. F., Smith, M. J. & Wright, N. G. 2008 Unstructured mesh generation and landcover-based resistance for hydrodynamic modeling of urban flooding. *Adv. Water Res.* **31**(12), 1603–1621.
- Toro, E. F. 2001 *Shock-Capturing Methods for Free-surface Shallow Flows*. Wiley, Chichester.

Accounting for building effects in shallow waters: porosity approach, resolved approach and Manning coefficient approach. Comparison and experimental validation.

M. Garrido

University of A Coruña, Spain

L. Cea

University of A Coruña, Spain

J. Puertas

University of A Coruña, Spain

M.E. Vázquez-Cedón

University of Santiago de Compostela, Spain

ABSTRACT: Urbanized areas have important effects on flow development and runoff quantity, so their influence on floods and rainfall-runoff development is crucial. For an accurate prediction of runoff quantity, velocities and depths in each single street of an urban area, a detailed 2D model is generally desirable, but this approach is costly in data requirements and computational time. In recent years some efforts have been devoted to study how to account for the effects of urbanized areas in flow fields in a macroscopic manner, taking into account water storage and obstruction effects without including a detailed geometry of the urban area. The present paper presents a comparison between three different approaches in the representation of urban areas in a two-dimensional model, one of them taking into account the detailed geometry of the urban area (resolved approach) and another two being large scale approaches that compute for the effects of urban geometry in a macroscopic manner (porosity approach and Manning coefficient approach).

1 INTRODUCTION

The two-dimensional modelling of floodplain dynamics and rainfall-runoff processes involving urbanized areas are hampered by the strong geometrical variability of the urban tissue, inducing an important hydraulic variability. Taking into account the detailed geometry of an urban area in a two-dimensional model is extremely difficult, sometimes if not impossible, because of the number of computational cells (or points) needed to represent the details of the flow. As a result, practising engineers often prefer to use rough models with coarse grids, the results of which may be interpolated to provide boundary conditions for nested, refined flow models within the urban areas.

In such coarse-grids models, urban areas are generally represented as areas with a higher friction, to account for the increased resistance induced by the presence of buildings in the floodplains.

The spatial variation of the friction coefficient can be estimated from airborne scanning laser altimetry (LiDAR) data for example, as was done by Cobby *et al.* (2003) for vegetated floodplains. Another type of simplified models is the raster-based model developed by Bates & De Roo (2000). This method was compared to a finite-element simulation to determine the extent of an inundated area (Horritt & Bates, 2001). The key advantage of raster-based models is the much lower computational cost, but

still, urban areas are not accounted for specifically. Soares-Frazao *et al.* (2008) proposed an intermediate approach that also account for the effect of urbanized areas in flow development in a macroscopic way, but try to represent three essential features of the flow that could be misrepresent using a coarse grid over the urban area, namely (i) the reduced volume available for water storage within the urbanized area; (ii) the reduction in the section available to the flow due to the presence of buildings, structures, etc.; and (iii) the extra energy loss induced by the buildings that act as obstacles in the case of severe transient floods (Soares-Frazão *et al.*, 2004).

They proposed an interesting path for the representation of urban areas in large-scale shallow-water flow models that consists in characterizing the urban area by a porosity that acts on both the storage and the fluxes. A first formulation of the shallow-water equations with porosity was proposed by Soares-Frazão *et al.* (2008) and later its discretization was studied by Cea & Vázquez-Cedón (2010).

The present paper presents a comparison between three different approaches in the representation of urban areas in a two-dimensional model: (i) porosity approach; (ii) resolved approach (detailed geometry of urban area); and (iii) Manning coefficient approach (coarse grid with higher friction over the urban area). The numerical model used in this paper is presented in Section 2. Section 3 is devoted to the description of the validation test cases and the analy-

sis of the performance of the three approaches. Section 4 provides concluding remarks.

2 NUMERICAL MODEL

The numerical model used in this paper is based on the depth averaged shallow water equations (2D-SWE), also known as 2D St. Venant equations. A complete description of the numerical model (Turbillon) can be found in Cea (2010) and the porosity implementation in this kind of models in Cea & Vázquez-Cedón (2010). The terms of the equations that define the porosity approach are the ones proposed by Soares-Fraza et al. (2008). This section presents just a brief description of the equations and numerical schemes solved by the numerical model.

The numerical model used in this paper solves the Two-dimensional shallow water equations with porosity, which are given by:

$$\frac{\partial \phi h}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(\phi h U_x) + \frac{\partial}{\partial y}(\phi h U_y) = R \quad (1)$$

$$\frac{\partial}{\partial t}(\phi h U_x) + \frac{\partial}{\partial x} \left(\phi h U_x^2 + \phi \frac{gh^2}{2} \right) + \frac{\partial}{\partial y}(\phi h U_x U_y) =$$

$$\frac{1}{2} gh^2 \frac{\partial \phi}{\partial x} - gh \phi \frac{\partial z_b}{\partial x} - \phi \frac{\tau_{b,x}}{\rho} + \frac{\partial \phi h \tau_{xx}^e}{\partial x} + \frac{\partial \phi h \tau_{xy}^e}{\partial y} - \frac{\tau_{d,x}}{\rho} + R V_x$$

$$\frac{\partial}{\partial t}(\phi h U_y) + \frac{\partial}{\partial x}(\phi h U_x U_y) + \frac{\partial}{\partial x} \left(\phi h U_y^2 + \phi \frac{gh^2}{2} \right) =$$

$$\frac{1}{2} gh^2 \frac{\partial \phi}{\partial y} - gh \phi \frac{\partial z_b}{\partial y} - \phi \frac{\tau_{b,y}}{\rho} + \frac{\partial \phi h \tau_{xy}^e}{\partial x} + \frac{\partial \phi h \tau_{yy}^e}{\partial y} - \frac{\tau_{d,y}}{\rho} + R V_y$$

where ϕ is the porosity, which is equal to one in the resolved and Manning coefficient approaches, h is the water depth, U_x , U_y are the depth averaged horizontal components of the water velocity, g is the gravity acceleration, z_b is the bed elevation, τ_b is the bed friction, ρ the water density, $\tau_{e,yy}$ are the horizontal turbulent shear stresses, τ_d is the additional drag due to non-resolved obstructions in the urban region, R is the rainfall intensity, and V_x , V_y are the 2 horizontal components of the rain velocity. The equations are solved in a 2D unstructured mesh with a finite volume solver.

For the present applications, the effects of bed friction, bed slope and precipitation are considered in the model. The fact of neglecting the turbulent horizontal stresses is justified in this case because the turbulent vertical shear caused by bed friction is much larger than the horizontal turbulent shear. In the 2D-SWE the turbulent vertical shear is introduced in the bed friction term, which in this case is computed with Manning's formula.

Other mass losses as evapotranspiration, interception, infiltration and retention can also be considered in the model. However, in the applications presented in this paper these losses do not exist or are not significant, and do not need to be considered in the computations.

The only parameters of the model which need calibration are the bed friction coefficient and the infiltration properties of the soil. The effects of small scale microtopography which is not resolved by the model must be included via the bed friction coefficient, in the same way as the effects of ripples and dunes in rivers are included in the bed friction stress. By microtopography we mean the bed surface features with a length scale smaller than the mesh size used in the numerical discretization.

An unstructured finite-volume solver with a first order explicit time discretization is used to solve the mean flow equations. The convective flux is discretized with a second order scheme, upwind Godunov's schemes based on Roe's average (Toro, 2001).

In order to avoid spurious oscillations of the free surface when the bathymetry is irregular, an upwind discretization of the bed slope source term is used. This has proved to be more stable and accurate than a centered scheme (Bermudez, 1998). Bed friction, rainfall and infiltration are discretized with a centered semi-implicit scheme at the cell nodes. The numerical scheme is explicit in time, so the CFL restriction applies over the time step.

3 EXPERIMENTAL VALIDATION

3.1 Experimental setup and test cases

An experimental campaign was carried out to validate and compare the numerical results of the three approaches: porosity approach, resolved approach and Manning coefficient approach. During the experimental campaign a uniform rainfall was generated over different simplified urban configurations on 2D laboratory geometry. The rainfall simulator used in the experiments was a rectangular basin with dimensions 2×2.5 m, made of three planes of stainless-steel, each of them with an approximate slope of 0.05 (Fig. 1). Several idealized urban configurations were built on the basin including aligned, staggered and random patterns for different building densities and scales. Rainfall is simulated with a grid of 100 nozzles distributed evenly over the basin. The only variable measured in the experiments campaign was the discharge hydrograph generated at the outlet of the basin, which was used to calibrate the model and validate the numerical results.

The global experimental uncertainty in the outlet discharge data was estimated as an 11%. This is due to the uncertainty in the measurement technique of the outlet discharge and to the uncertainty in the imposed rainfall intensity.

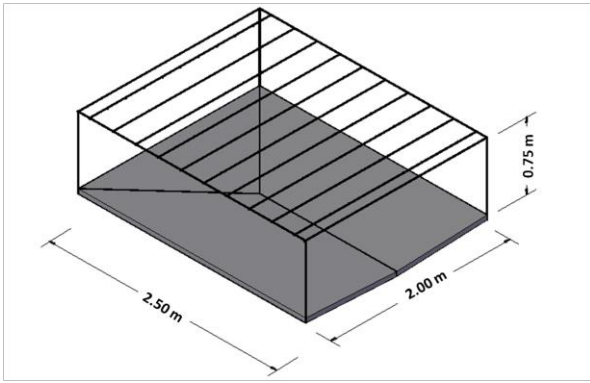


Figure 1. 3D sketch of the rainfall simulator over a stainless-steel basin used for experimental validation

An urban laboratory configuration, with 182 square buildings of 9x9 cm, was built in the laboratory and computed with the numerical model. The urban configuration was tested with six different hyetographs, which are defined by a constant and spatially uniform rainfall discharge of 15 and 25 l/min, with a duration of 20, 40 and 60 s (Table 1).

Table 1. Hyetographs used in the experiments

Hyetograph	Rainfall discharge	Rainfall intensity	Rainfall duration
Q15T20	15 l/min	180 mm/h	20s
Q15T40	15 l/min	180 mm/h	40s
Q15T60	15 l/min	180 mm/h	60s
Q25T20	25 l/min	300 mm/h	20s
Q25T40	25 l/min	300 mm/h	40s
Q25T60	25 l/min	300 mm/h	60s

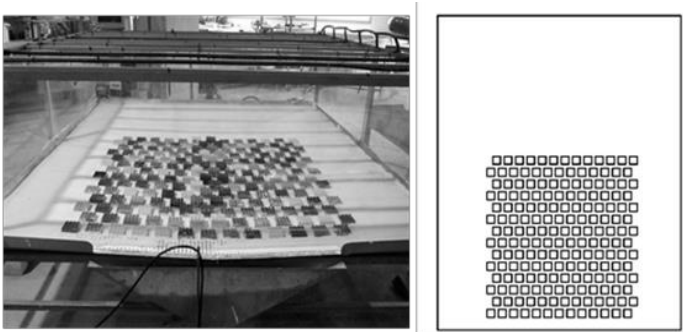


Figure 2. Experimental setup: photograph of laboratory catchment (left) and sketch of urban geometry (right)

In the resolved approach buildings are represented as holes in the numerical mesh (Fig. 3) and a slip wall boundary condition is imposed at the buildings boundary in contraposition to methods where buildings shapes are included in the mesh, and the bed elevation is raised according to their height. Both approaches have also been used by Schubert et al. (2008) to model urban flood inundation. The selected approach can represent the buildings shape accurately with rather coarse meshes, making flood inundation modelling more efficient from a numerical point of view. Both ways of building representation were tested for these cases obtaining almost identical results.

Numerical meshes have 6395 elements for the resolved approach and 1044 for both large scale approaches (Fig. 3).

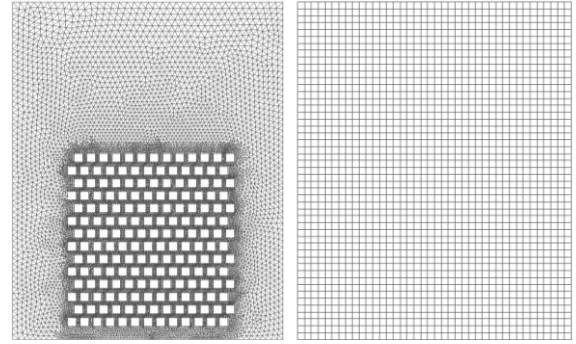


Figure 3. Numerical meshes: resolved approach (left) and porosity (right)

3.2 Calibration and validation against experimental data

Bed friction was modeled with Manning's formula for turbulent flow. In all the cases presented in this paper, using Manning's formulation for the whole experiment gave good results and therefore, it was not necessary to use more sophisticated bed friction formulations. A free slip wall boundary condition was imposed at all the closed boundaries. At the outlet boundary a critical depth boundary condition was used. The wet-dry tolerance parameter was set to 10^{-6} m.

The calibration of the bed friction coefficient was done in the resolved approach and fixed to the same value ($n=0.02 \text{ s.m}^{-1/3}$) for all the experiments except for the urban area in Manning coefficient approach since in this case the friction coefficient also encompasses the effect of the buildings.

Table 2 shows the calibration parameters for the three approaches.

Table 2. Calibration parameters and numerical scheme

Parameter	Urban approach		
	Resolved approach	Porosity approach	Manning approach
Porosity	1	0.5	1
n^* urban area	0.02	0.02	0.17
n^* non-urban area	0.02	0.02	0.02
Head loss coefficient	-	25	-
Numerical scheme	Roe 2**	Roe 2**	Roe 2**

* Manning coefficient

** Roe Second Order

Figure 4 shows the numerical-experimental comparison of the outlet hydrograph for the three approaches for hyetograph Q25T40. In all the cases the differences in the outlet hydrographs computed with the three approaches are not significant considering the uncertainty of the experimental data. The differences between the three approaches in water depths

and velocity fields inside the catchment are compared in next section.

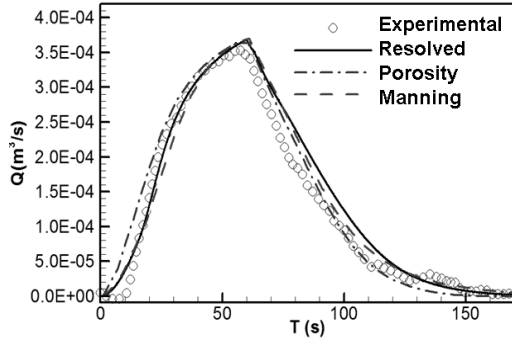


Figure 4. Numerical and experimental adjustment for hyetograph Q25T40.

3.3 Comparison between approaches in urban representation

Once the three models were calibrated and the best fit of outlet hydrograph was achieved, the numerical results obtained inside and outside the urban area were compared for the three cases. So three different sections in x and y directions of the urban area were defined to compare the numerical results of water depths and velocities with each approach (Fig. 5). Velocity and water depths fields were also compared (Fig. 6). The sections defined are: AA' in $x = 0$ m; BB' in $y = 0.8$ m; and CC' in $y = 1.4$ m.

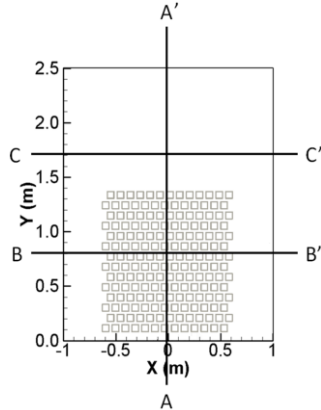


Figure 5. Cross sections defined to compare flow fields in the three approaches.

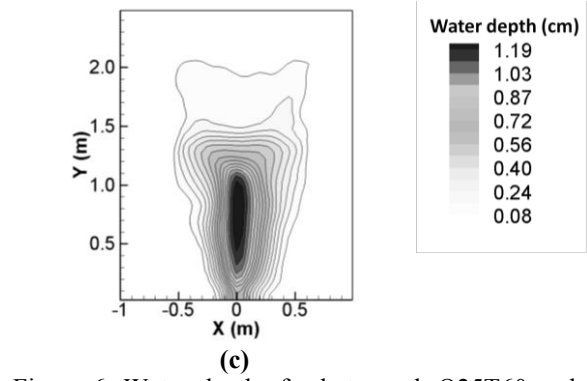
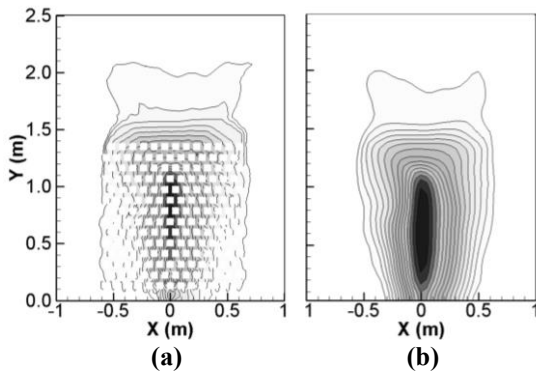


Figure 6. Water depths for hyetograph Q25T60 and $t=60$ s: (a) resolved approach; (b) porosity approach; (c) Manning coefficient approach

When solving classical 2D equations the numerical model used in this paper has been widely validated, so after calibration it is reasonable to assume that resolved approach has the most reliable results and that those are the very close to reality. With this consideration in mind it is assumed that the other approaches are more accurate the more they fit the resolved approach results.

For section BB' (Fig. 5), inside the urban area, the porosity approach has better predictions than manning approach in terms of water depths and velocities. Studying flow fields upstream the urban area in section CC' both large scale approaches have very similar results being in both cases their accuracy less than that provided by the resolved approach (Fig. 7).

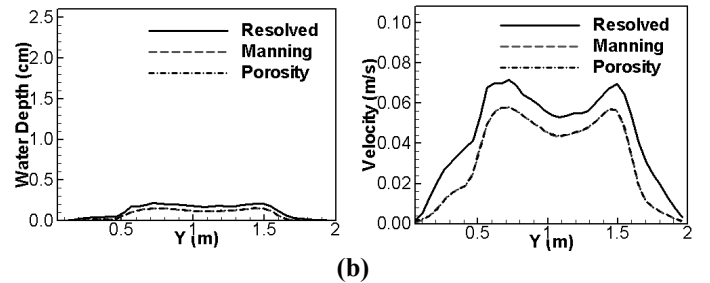
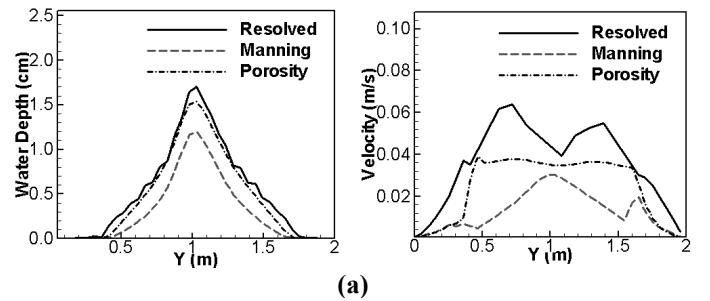


Figure 7. Numerical water depths and velocities in sections BB' (a) and CC' (b).

When studying section AA' (Fig. 8) we can see that there is region upstream of $y = 0.7$ m in which both porosity and Manning coefficient approaches underestimate water depths but the porosity approach is most accurate of them, that's the case of section BB'. Though, when getting close to the outlet of the catchment the porosity approach star over-

estimating water depths while Manning coefficient approach falls short, and in the outlet, specifically from $y = 0.15$ to $y = 0$ Manning coefficient approach becomes more precise than porosity approach in terms of water depths and velocities.

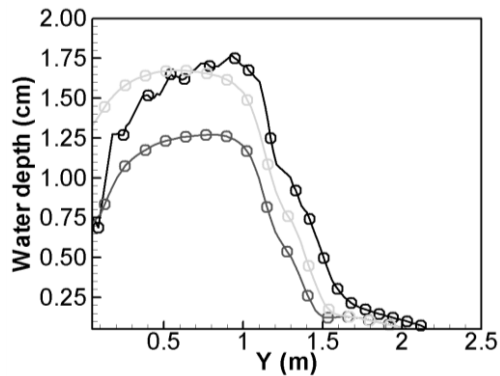


Figure 8. Numerical water depths in section AA'

4 CONCLUSIONS

The discharge hydrograph, the water depth and the velocity fields in a laboratory urban catchment, were computed for six different hyetographs. The outlet hydrograph was measured in laboratory and compared with the numerical results obtained with three different approaches to account for buildings effect on flow development. With a proper calibration of the drag coefficient and friction coefficients the porosity approach and the Manning coefficient approach are able to reproduce the resolved approach results in the outlet hydrograph with a much lower computational effort (Fig. 4).

When comparing flow fields inside the catchment, obviously both large scale approaches do not reproduce flow details inside the urban region but in most cases the porosity approach yields more accurate results. However, when getting closer to the outlet Manning approach was more precise than porosity approach. In both cases global velocity and water depth fields are well represented.

The numerical results were also compared with the experimental hydrographs obtaining a good fit not only with the resolved approach but also with both large scale approaches. In all cases it has been compared the peak discharge and the shape of the outlet hydrograph. It has been also compared the computational time and numerical stability of each approach.

After applying the technique to scale models, its applicability to real scales should be investigated.

5 REFERENCES

Bermúdez, A., Dervieux, A., Desideri, J. A., and Vázquez-Cendón, M. E. (1998). "Upwind schemes for the two-dimensional shallow water equations with variable depth us-

ing unstructured meshes". *Comput. Methods Appl. Mech. Eng.* 155, 49-72.

Bates, P.D., Horrit, M.S., and Wilson, M.D. (2007). "Simple spatially-distributed models for predicting flood inundation: A review". *Geomorphology* 90, 208-225.

Cea, L., Garrido, M., Puertas, J. (2010). Experimental validation of two-dimensional depth averaged models for forecasting rainfall-runoff from precipitation data in urban areas. *Journal of Hydrology*, 382, 88-102.

Cea, L., Vázquez-Cendón, M.E. (2010) "Unstructured finite volume discretisation of two-dimensional depth averaged shallow water equations with porosity". *International Journal for Numerical Methods in Fluids*, Vol.63 (8) pp.903-930, 2010, ISSN 0271-2091. Editor: Wiley, Reino Unido

Soares-Frazão, S., Noël, B. and Zech, Y. (2004). "Experiments of Dam-Break Flow in the Presence of Obstacles." *Proceedings of the River Flow 2004 Conference*, Naples, Italy, 23-25 June 2004, Vol. 2, 911-918.

Soares-Frazao, S., Lhomme, J., Guinot, V., Zech, Y. (2008). "Two-dimensional shallow-water model with porosity for urban flood modelling". *Journal of Hydraulic Research* 46 (1).

Schubert, J.E., Sanders, B. F., Smith, M.J. and Wright, N. (2008). "Unstructured mesh generation and landcover-based resistance for hydrodynamic modelling of urban flooding". *Advances in Water Resources*